

## 序

地基基础的设计与施工是一门实用性很强的工程技术学科，对于提高工程质量与降低工程造价关系极大。近 20 年来，随着我国城市建设的发展，大量高层建筑和高等级道路以及一些城市地下铁道的兴建，地基基础工程技术队伍不断扩大，有力地促进了地基设计、桩基技术、地基处理、基坑工程和地基基础测试技术等领域的技术进步，出现了许多新的设计计算方法和新的施工技术，形成了新的技术热点，获得不少的技术成果，亟需加以归纳总结和提高，以适应进一步发展的要求。

同济大学地基基础教研室是我国建制较早的地基基础教学与研究单位，在我国土力学前辈俞调梅、张问清和郑大同教授等的开拓下已形成了一支有特色的学术队伍，参与了許多重大工程建设项目和一系列地基基础技术规范的编制工作，积累了比较丰富的工程经验。这套丛书的作者大多是几十年来长期从事地基教学科研工作的教授，在丛中反映了他们的学术见解和工程经验。此套丛书是一套融设计方法与施工技术于一体，既有基本原理阐述又有技术进展的综合，全面系统的技术专著。本套丛书的问世相信对于广大土木工程、岩土工程工作者都会有所助益，故乐意为之作序。

孙 钧

同济大学岩土工程研究所  
1999 年 2 月

---

孙钧教授系中国科学院院士，国际岩石力学与工程学会副主席，同济大学校务委员、岩土工程系名誉系主任。

# 《地基基础设计与施工丛书》

## 前 言

任何建筑物都离不开地球，建筑物的全部荷载都由地球的表面地层来承担，承受这些建筑物荷载的地层称为地基，与地基接触并传递荷载给地基的结构物称为基础。关于地基和基础的设计与施工的工程技术领域简称为地基基础领域，亦可称为基础工程。

正确解决工程中的地基基础问题，其根本目的在于保证工程质量，使工程结构物能安全、正常地使用，“万丈高楼平地起”，基础的质量是整个建筑物安全的根本所在。基础工程的质量包括在建筑物荷载作用下地基应当是足够稳定的；地基的沉降对于建筑物的变形和正常使用是可以允许的；在各种不利因素的影响下基础的耐久性是可靠的；所使用的施工工艺和施工方法适合场地的工程地质条件、符合工程特点的要求，并且有利于实现上述有关地基稳定、沉降和耐久性的要求。这是地基基础设计与施工的目标，也是这门学科研究的主要内容。

地基与基础的勘察、设计与施工是整个工程建设的关键性阶段，工程建设的成败很大程度上取决于基础工程的质量与水平；地基基础又是隐蔽工程，施工条件极为复杂，影响工程质量的因素很多，除了技术因素以外，还有管理的因素，稍有不慎，轻则留下隐患，重则造成事故；基础工程的造价占工程造价的很大比例，在地质条件复杂地区，一般可高达20%~30%，在基础工程中节约建设资金的潜力很大，如果盲目提高安全度，有时虽然多花了建设资金，但仍不能收到良好的效果。因此，具有丰富工程经验的工程技术人员都十分重视地基与基础的勘察、设计与施工阶段的工作；要求从事土木、水利工程技术工作的人员必须掌握土力学基础工程的理论知识和实际技能，才能正确地解决工程中的地基基础技术问题。

地基基础设计与施工的工作对象主要是岩石或土，与上部结构的设计施工之间的主要差别也在于此。有一位从事基础工程的教授曾经说过，钢筋混凝土结构加土力学就是基础工程。这是一种简明扼要的概括，虽然不很全面，但却说明了问题的关键。基础工程的困难和复杂全在于岩土的工程性质极其复杂多变，而人们对于岩土的认识和理解却又比较肤浅。如果忽视这个事实，对岩土的特点不甚了解而又不想去深入研究，全凭处理上部结构的经验来解决地基基础问题，很容易碰壁，许多工程事故的主要原因就在这里。那么，地基基础工程与结构工程相比较又有哪些特点呢？地基基础主要有三个特点，即不确定性、地区性和经验性。

岩土是在漫长的历史年代中，经过各种不同的物理环境和化学环境的作用，随机形成的以无机矿物为主的自然结构体。不像钢材和混凝土那样的人工材料，可以进行材料性能的设计和制造质量的控制，这些材料的技术数据虽然也有一定的离散性，但范围极小。在基础工程中，只要场地一定，自然界所赋予的地质条件就无法选择了，只能“随遇而安”。虽然采用钻探取土试验的方法可以得到一些抽样的结果，但是通过数量很少的试验数据，

不太可能对自然结构体的全部性能都了解清楚。此外，某些岩土的结构及性能又容易随环境条件而改变，特别是水对岩土性质有非常不利的影 响，而施工时又常改变了岩土的环境条件，施工对岩土性质的影响也是不容忽视的。所有这一切都不可能在事先估计得非常清楚，地基基础的设计和施工是在对岩土体的了解不太多的情况下进行的，作为设计和施工依据的技术数据以及设计的结果就具有很大的不确定性。所谓不确定性是指客观存在的岩土体的性质以及施工结束以后的建筑物的工作状况不一定完全符合设计时的估计，这是无法回避的事实，是从事基础工程工作的人员必须重视的现实。

从岩土是自然历史产物这一事实出发，就不难理解岩土具有地区性的特点。由于各地的自然条件不同，所形成的岩石或土的性质也就存在很大的差异，不仅西北的黄土，东南沿海的软土和云贵高原的红粘土性质完全不同，即使是一般粘性土或砂土，不同地区的土也有明显的差别。不同的土，应力应变关系不一样，压缩性指标和抗剪强度指标也不同，不仅设计参数不同，工程处理措施的目的不同，而且施工的方法也不相同。例如黄土要考虑消除湿陷性，膨胀土要研究胀缩性规律，甚至变形计算也与一般土的方法完全不同。不同地区的土，具有不同的特点，人们积累了不同的工程经验，使基础工程具有很强烈的地区性，形成了许多各具特色的地方规范。例如上海规范的特点是平原的软土，重庆规范的特点是山区的岩石，这种情况是上部结构所没有的。在上部结构中，混凝土和钢筋的弹性模量和强度都能在规范中给出了可用于设计的数值，但不可能从规范中找到指定工程场地地基基础的设计参数，对每一个项目都必须进行工程勘察，根据工程勘察报告中的工程地质条件和上层的物理力学性质指标，才能进行设计和施工，“因地制宜”在地基基础的设计和施工中体现得更为突出。

工程都具有经验性的特点，但地基基础的经验性比上部结构强得多，这是由不确定性和地区性决定的。太沙基曾经说过，与其说土力学是一门技术，不如说它是一门艺术。他的意思是说，处理地基基础问题，不仅需要定量的计算，而更需要经验来判断计算的正确与否；不仅需要数学力学的方法来分析，而更需要用工程地质的观点来估计计算参数、设计方法、施工方法的可靠性如何；用实测的数据来验证，并作为采取进一步工程措施的依据。在这种思想的指导下，形成了著名的“观察法”，即信息化施工的系统方法。地基基础设计与施工应当特别重视原型观测，即对建筑物及地基基础的变形和应力状态进行全过程的观测，在观测资料的基础上形成工程实录。地基基础工作者要善于从以往的工程经验和教训中学习、积累知识，采用工程类比的方法，选择设计参数，处理工程中的问题，并在工程实践中不断地总结经验。

由于地基基础具有上述明显的特点，从事地基基础工作的技术人员更需要不断地学习，更新自己的知识，丰富自己的经验。编写这一套《地基基础设计与施工丛书》的目的就是为从事地基基础设计与施工的同行提供系统的参考资料，为新参加地基基础工作的同志提供继续教育的教材，也可作为高等学校有关专业的参考书。丛书由《天然地基上的浅基础》、《桩基础的设计方法与施工技术的新进展》、《地基加固新技术》、《深基坑工程》和《地基基础测试技术》五本组成。这些内容概括了地基基础最基本的常用技术和最新发展的技术领域，在第一本书中还包括了土力学的基本理论和工程勘察的方法，在第二本书中还包括了地基基础施工监理的方法，从而形成了一个理论—试验—设计—计算—施工—监理的完整

体系，提供比较全面的勘察、设计与施工全过程的系统知识。

参加编写这套丛书的同事们都是在这一领域中长期从事土力学地基基础的教学、科研、设计和施工监测、监理等工作的教授、副教授。在这套丛书中，注入了长期积累的经验 and 学术见解，也引用了同济大学其他老师的许多宝贵资料，希望能为读者提供一套“开卷有益”的读物，这是编者的最大愿望。但由编者水平的限制，书中还会有疏漏甚至错误的地方，恳请读者指正。

在丛书的编写过程中得到了中国科学院院士孙钧教授的鼓励和支持，并为丛书作序，这是编者莫大的荣幸。

主编 高大钊

1999年2月于同济大学

# 前 言

随着高层建筑的不断增加、市政建设的大力发展和地下空间的开发利用，产生了大量的深基坑支护设计与施工问题，并使之成为当前基础工程的热点与难点。

深基坑设计与施工是土力学基础工程中的一个古老的传统课题，同时又是一个综合性的岩土工程难题，既涉及土力学中典型的强度、稳定与变形问题，同时还涉及土与支护结构的共同作用问题。对这些问题的认识及其对策的研究，是随着土力学理论、测试技术、计算技术以及施工机械、施工技术的发展而进步的。

Terzaghi 和 Peck 等人早在 20 世纪 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，这一理论原理一直沿用至今，但已有了许多改进与修正。Bjerrum 和 Eide 在 50 年代给出了分析深基坑底板隆起的方法。60 年代在奥斯陆和墨西哥城软粘土深基坑中开始使用仪器进行监测，此后大量实测资料提高了预测的准确性，并从 70 年代起，制订了相应的指导开挖的法规。我国 70 年代以前的基坑都比较浅，上海的高层建筑的地下室大多埋深在 4m 左右。北京在 70 年代初建成了深 20m 的地下铁道区间车站。80 年代后，北京、上海、广东、天津以及其他城市施工的深基坑陆续增加。为总结各地积累的深基坑设计和施工的经验，中国土木工程学会和中国建筑学会的土力学和基础工程学会，相继召开过多次全国和地方的深基坑学术会议，并出版有关论文集。为了总结我国深基坑支护设计与施工经验，90 年代后相继在武汉市、广东省及上海市等编制了深基坑支护设计与施工的有关法规，并已编制了国家行业标准的有关法规。

在城市旧区改造时，对深基坑开挖提出了更高更严的要求，即不仅要保证基坑稳定，还要满足变形控制的要求，以确保基坑周围原有建筑物、构筑物、地下管线及道路等的安全。为了预估由于基坑开挖引起的土体和支护系统的变形，一方面依赖于应用有限元法等现代分析工具；另一方面依赖于土的参数的正确性，常规的室内试验已不足以合理确定土的应力应变参数，只有把室内试验与现场测试结果结合起来才能较为满意地解决这一课题。

深基坑支护的传统施工方法是板桩支撑系统或板桩锚拉系统，其优点是材料可以回收，缺点是支撑往往是在开挖之后施加的，拔出板桩时又会引起土体的进一步变形。目前经常采用的主要基坑支护类型有：

(1) 水泥土深层搅拌桩支护，其优点是采用重力式挡墙，不需要支撑，基坑内挖土施工方便，搅拌桩施工时无环境污染（无噪声、无振动、无排污），造价低廉及防渗性好，但这种支护结构往往要求基坑周围有一定间距布置搅拌桩，且只适用于深度不大的基坑；

(2) 排桩支护结构，可以是稀疏排桩支护，适用于土质较好的地区；也可采用连续排桩支护加搅拌桩防渗，适用于软土地区。这种排桩支护结构适用于较深的基坑，其造价也比较低；

(3) 地下连续墙，这种支护结构施工时对周围环境影响小，对土层条件适用性强，墙体抗弯刚度、防渗性能和整体性均较好，但其造价比较高。

根据基坑开挖深度、地基土及周围环境条件，选择经济而安全的设计方案是设计者的首要任务。同时，深基坑的设计与施工是密不可分、相互依赖的。施工的每一阶段，结构

体系和外荷载都在变化，对支护结构的变形、内力有很大影响。在施工过程中进行工程监测，即对墙体内力、位移、侧土压力、土体变形、孔隙水压力、支撑内力及周围环境的变形进行量测，并将结果反馈，调整设计参数和施工进度，这就是目前经常采用的信息化施工方法。这种方法在深基坑施工过程中，可预知可能引起局部或整体破坏的先兆，及时修改设计或采取必要的施工措施，以确保支护结构的安全和减少环境影响。

本书作为《地基基础设计与施工丛书》中的一本，主要内容包括和深基坑支护工程设计与施工有关的工程勘察、作用于支护结构上荷载的计算，并介绍目前经常采用的主要类型的支护结构的设计与施工，如深层搅拌桩支护、排桩支护和地下连续墙支护，还简单介绍了基坑支撑与锚杆的设计与施工。

在本书的编写过程中引用了多种论文、书籍及参考文献，在此谨向原作者致谢。由于编者的水平限制，错误之处在所难免，敬请读者批评指正。

# 目 录

序

《地基基础设计与施工丛书》前言

前言

绪论	1
<b>第1章 深基坑支护工程勘察</b>	<b>6</b>
1.1 工程地质勘察的基本要求	6
1.1.1 勘探工作	6
1.1.2 测试工作	7
1.1.3 勘察报告的主要内容	8
1.2 周围环境的调查	8
<b>第2章 作用于支护结构的荷载</b>	<b>10</b>
2.1 概述	10
2.2 土压力	10
2.2.1 静止土压力的计算	11
2.2.2 朗金土压力理论	12
2.2.3 库仑土压力理论	18
2.2.4 特殊情况下土压力的计算	21
2.3 水压力	27
2.3.1 水压力的一般计算方法	27
2.3.2 稳态渗流时水压力的计算	28
2.3.3 水压力的计算图式	30
2.4 关于水土压力计算的讨论	30
2.4.1 土的抗剪强度试验方法与指标问题	30
2.4.2 粘性土土压力的计算	32
2.4.3 墙体位移对土压力的影响	33
2.4.4 水土压力量测及其成果	36
<b>第3章 深层搅拌桩支护</b>	<b>37</b>
3.1 概述	37
3.2 水泥土的加固机理与特性	37
3.2.1 水泥土的加固机理	37
3.2.2 水泥土的特性	38
3.3 深层搅拌桩支护的设计与计算	42
3.3.1 深层搅拌桩支护的设计原则与型式	42
3.3.2 水泥土挡墙的计算	44
3.4 深层搅拌桩支护的施工要点	51

3.4.1	施工机械.....	51
3.4.2	施工方法.....	53
3.4.3	质量控制与检验.....	53
<b>第 4 章</b>	<b>排桩支护</b> .....	<b>55</b>
4.1	概述.....	55
4.2	悬臂式排桩支护的计算.....	56
4.2.1	静力平衡法.....	56
4.2.2	布鲁姆 (Blum) 法.....	59
4.2.3	弹性线法 (图解法).....	64
4.2.4	基床系数法.....	65
4.3	单支点排桩支护的计算.....	76
4.3.1	自由端单支点支护桩的计算 (平衡法).....	77
4.3.2	图解分析法 (弹性线法).....	78
4.3.3	等值梁法.....	82
4.4	多支点排桩支护的计算.....	83
4.4.1	连续梁法.....	83
4.4.2	支撑荷载的 1/2 分担法.....	87
4.4.3	“ <i>m</i> ”法.....	88
4.4.4	考虑开挖过程的计算方法.....	97
4.5	弹性地基杆系有限元法.....	108
4.5.1	基本概念.....	108
4.5.2	弹性地基杆系有限元法的分析过程.....	108
4.5.3	实例.....	116
4.6	排桩支护的施工.....	120
4.6.1	钻孔灌注桩的施工.....	120
4.6.2	挖孔桩的施工.....	129
4.6.3	板桩施工.....	130
<b>第 5 章</b>	<b>地下连续墙支护</b> .....	<b>134</b>
5.1	概述.....	134
5.2	地下连续墙的静力计算.....	135
5.2.1	山肩邦男法.....	135
5.2.2	弹性法.....	140
5.2.3	支撑轴力、墙体内力随工程进展而变化的计算方法.....	148
5.2.4	共同变形理论.....	150
5.3	多支撑挡墙的增量算法.....	156
5.3.1	增量算法.....	156
5.3.2	增量法的理论证明.....	158
5.3.3	实例.....	158
5.4	有限单元法.....	160



5.4.1	基本概念.....	160
5.4.2	有限元法的分类.....	161
5.4.3	土的本构关系.....	162
5.4.4	有限元法的计算要点.....	168
5.4.5	实例.....	179
5.5	支护结构的稳定性验算.....	182
5.5.1	基坑的抗隆起稳定验算.....	183
5.5.2	基坑的抗渗流稳定性验算.....	188
5.5.3	实例.....	190
5.6	地下连续墙的施工.....	193
5.6.1	地下连续墙的施工机具.....	194
5.6.2	地下连续墙的施工方法.....	199
<b>第 6 章</b>	<b>支锚工程</b> .....	<b>210</b>
6.1	概述.....	210
6.2	支撑结构设计施工.....	210
6.2.1	支撑结构概述.....	210
6.2.2	钢支撑的计算.....	213
6.2.3	钢筋混凝土支撑.....	218
6.2.4	支撑结构的构造.....	220
6.2.5	支撑结构的施工要点.....	226
6.3	土层锚杆支撑的设计与施工.....	227
6.3.1	概述.....	227
6.3.2	锚杆的构造及类型.....	227
6.3.3	土锚的设计.....	229
6.3.4	土锚的施工.....	236
<b>第 7 章</b>	<b>深基坑支护工程实例</b> .....	<b>239</b>
7.1	上海江山大厦钻孔灌注桩支护基坑工程.....	239
7.1.1	工程概况.....	239
7.1.2	支护结构选型和结构布置.....	240
7.1.3	基坑支护设计计算.....	244
7.1.4	围护钻孔桩计算.....	247
7.1.5	支撑体系内力计算.....	250
7.1.6	环境监测.....	250
7.2	上海南洋广场地下连续墙支护工程.....	251
7.2.1	工程概况.....	251
7.2.2	工程地质概况.....	252
7.2.3	环境条件概况.....	252
7.2.4	基坑支护设计计算.....	252
7.2.5	施工监测.....	261

7.3	上海惠通科技城钻孔桩和斜土锚支护基坑工程.....	265
7.3.1	工程概况.....	265
7.3.2	支护方案的选择.....	266
7.3.3	支护结构设计计算.....	267
7.3.4	施工要求.....	272
7.3.5	监测结果及评价.....	272
7.4	上海永华大楼灌注桩及钢支撑支护结构.....	273
7.4.1	概况.....	273
7.4.2	深基坑支护方案.....	273
7.4.3	钢管支撑施工.....	273
7.4.4	基坑开挖.....	274
7.4.5	监测结果.....	274
7.4.6	小结.....	275
7.5	上海外滩京城大厦地下连续墙加钢筋混凝土支撑的支护工程.....	276
7.5.1	概况.....	276
7.5.2	基坑支护结构方案.....	276
7.5.3	支护结构的计算.....	279
7.5.4	施工措施.....	279
7.5.5	监测结果与分析.....	280
7.6	某大厦地下连续墙加钢筋混凝土和钢管组合支撑的深基坑支护工程.....	284
7.6.1	概况.....	284
7.6.2	支护结构位移与内力计算.....	285
7.6.3	地下连续墙入土深度验算.....	289
7.6.4	地下连续墙配筋计算.....	290
7.6.5	钢支撑强度验算.....	291
7.6.6	基坑支护结构局部破坏前后的情况.....	292
7.6.7	讨论.....	292
	参考文献.....	294

# 绪 论

## 1. 引言

随着城市建设的发展，高层建筑和市政工程大量涌现。1929年我国在上海建成14层的锦江饭店，1934年建成24层的国际饭店。但我国高层建筑大规模发展还是从20世纪70年代末开始的。在北京、上海、广州等城市陆续建造了一大批高层建筑。到目前为止，我国最高的高层建筑为上海金茂大厦，达88层，高420.5m。我国高层建筑的总数已达数千幢。

近年来，我国还兴建了大量大型市政设施，如北京、上海、天津等地的地下铁道，上海人民广场的地下变电站及上海合流污水工程等。

高层建筑的建造、大型市政设施的施工及大量地下空间的开发，必然会有大量的深基坑工程产生。

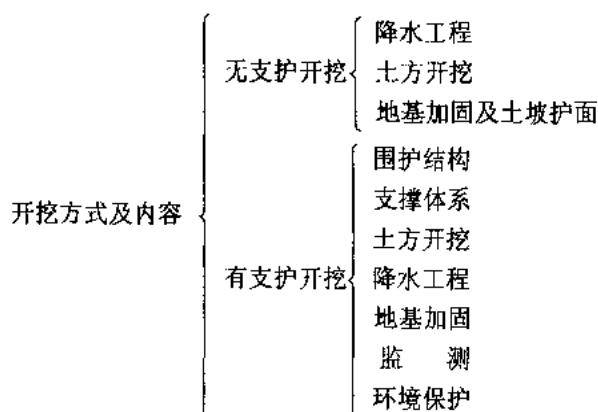
深基坑工程具有以下特点：

- 1) 建筑趋向高层化，基坑向大深度方向发展；
- 2) 基坑开挖面积大，长度与宽度有的达数百米，给支撑系统带来较大的难度；
- 3) 在软弱的土层中，基坑开挖会产生较大的位移和沉降，对周围建筑物、市政设施和地下管线造成影响；
- 4) 深基坑施工工期长、场地狭窄，降雨、重物堆放等对基坑稳定性不利；
- 5) 在相邻场地的施工中，打桩、降水、挖土及基础浇注混凝土等工序会相互制约与影响，增加协调工作的难度。

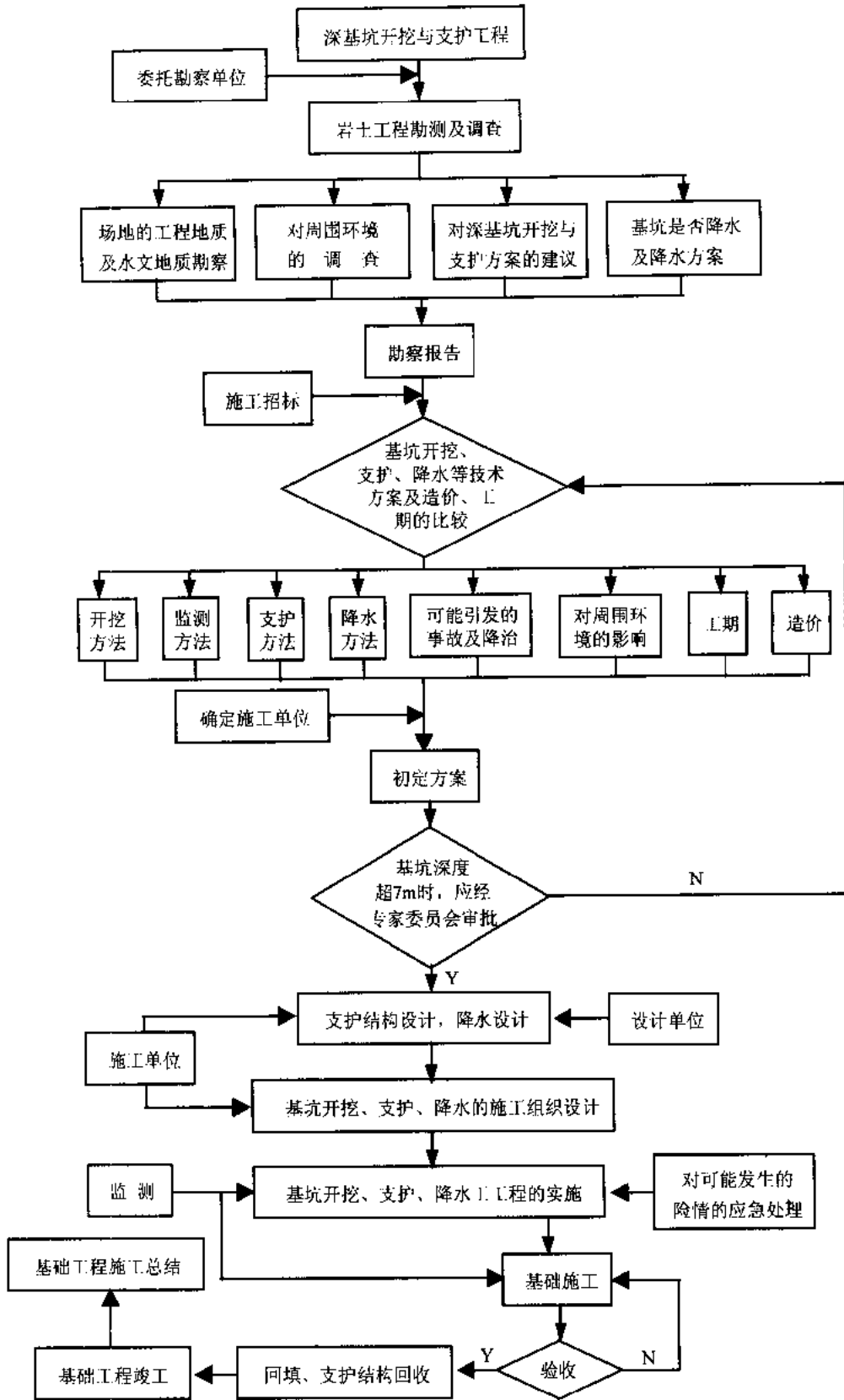
以上海为例，常见的地下室为2~3层，有的地下室已设计为5层。基坑最大平面尺寸已达274m×187m，面积约51000m<sup>2</sup>，最深达32.0m。

## 2. 深基坑开挖的分类、工作内容与程序

深基坑工程根据场地条件、施工、开挖方法，可以分为无支护开挖与有支护开挖。



深基坑开挖与支护工程的工作内容与程序如下列框图所示：



### 3. 支护结构的设计原则与类型

深基坑和浅基坑的界限没有明确规定，有认为超过 5m 为深基坑，一般认为 6m 为深基坑的界线较为合适。

本书主要叙述深基坑中的支护结构，它包含承受水、土压力的围护墙（桩）、支撑（或土层锚杆）、围檩、防渗帷幕等结构体系的设计与施工。

支护结构设计的原则为：

- 1) 安全可靠：满足支护结构本身强度、稳定性以及变形的要求，确保周围环境的安全；
- 2) 经济合理性：在支护结构安全可靠的前提下，要从工期、材料、设备、人工以及环境保护等方面综合确定具有明显技术经济效果的方案；
- 3) 施工便利并保证工期：在安全可靠经济合理的原则下，最大限度地满足方便施工（如合理的支撑布置，便于挖土施工），缩短工期。

支护结构通常是作为临时性结构，一俟基础施工完毕即失去作用。有些支护结构的材料可以重复利用，如钢板桩及其工具式支撑。但也有一些支护结构就永久埋在地下，如钢筋混凝土板桩、灌注桩、水泥土搅拌桩和地下连续墙等。还有在基础施工时作为基坑的支护结构，施工完毕即为永久结构物的一个组成部分，成为复合式地下室外墙，如地下连续墙等。

围护墙的类型主要有：

- 1) 深层搅拌水泥土挡墙，将土和水泥强制拌和成水泥土桩，结硬后成为具有一定强度的整体壁状挡墙，用于开挖深度 3~6m 的基坑；
- 2) 钢板桩，用槽钢正反扣搭接组成，或用 U 型和 Z 型截面的锁口钢板桩。用打入法打入土中，完成支挡任务后，可以回收重复使用，用于开挖深度 3~10m 的基坑；
- 3) 钢筋混凝土板桩，桩长 6~12m，打至地下后，顶部浇筑钢筋混凝土圈梁后，设置一道支撑或拉锚，用于开挖深度 3~6m 的基坑；
- 4) 钻孔灌注桩挡墙，直径  $\phi 600 \sim \phi 1000\text{mm}$ ，桩长 15~30m，组成排桩式挡墙，顶部浇筑钢筋混凝土圈梁，用于开挖深度为 6~13m 的基坑；
- 5) 地下连续墙，在地下成槽后，浇筑混凝土，建造具有较高强度的钢筋混凝土挡墙，用于开挖深度达 10m 以上的基坑或施工条件较困难的情况。

### 4. 目前支护结构设计施工中的一些问题

国内外大量工程实践的经验表明，许多工程的最危险阶段不一定是在正常使用阶段，而是在建造阶段和老化阶段。对许多工程事故常常发生在施工阶段而言，其原因除了施工质量没有保证、施工方法发生了不合理的改变、人为错误等原因外，重要原因之一是由于对环境、地质、荷载等因素认识不足而导致设计和施工中的某种失误和疏忽所致。

深基坑支护设计与施工是一项系统工程，必须具有结构力学、土力学、地基基础、地基处理、原位测试等多种学科知识，同时要有丰富的施工经验，并结合拟建场地的土质和周围环境情况，才能制定出因地制宜的支护结构方案和实施办法。

近几年来，高层建筑与市政建设处于大发展时期，由于设计与施工队伍对当地的深基坑施工特点不够熟悉，因而发生了一些事故。为避免这些事故的发生，应从如下几方面进行总结，并改进这些方面的工作。

(1) 设计方面 设计时首先对地质资料(包括流砂、暗沟、洞穴、承压水层等)了解清楚,查明周围各种地下管线、建筑物或构筑物的使用要求。

如对上海粉质土及粉砂土尤应注意流砂问题。如有一工程,基坑深度不过 10m,钻孔桩  $\phi 800\text{m}$ ,长 22~25m,墙后宽 1.7m、长 17m 的水泥土搅拌桩,由于地质条件差,地下 4~10m 多为砂质粉土,而且地下有老的防空洞,以致有的钻孔桩钻不到设计标高而造成隐患。在施工过程中发生严重流砂现象,影响周围民房,产生很大裂缝。后采取高压注浆、旋喷桩、灌黄砂和干水泥等措施,并加快施工进度得以解决。

根据基坑的开挖深度选择合适的围护结构与支撑系统。坑内上体加固后,无疑能提高土体的水平基床系数和基坑的稳定性以及减少围护结构的位移和弯矩。支撑类型除了惯用的井字形加角撑的形式以外,还可采用圆形、椭圆形钢筋混凝土环梁封闭式框架支撑结构。目前对深大基坑支撑体系的材料常采用钢筋混凝土,由于在拆除时需要爆破,使用受到限制。因此,对深大基坑,有用钢结构逐步取而代之的趋势。

(2) 施工方面 在施工中发生事故的原因大致是:施工质量问题;超挖问题;施工管理问题等等。

支撑结构不合理,施工质量差。如钢管支撑支点数量少,联接不牢固;有的钢管与斜撑、支撑焊接质量不好,经常发生焊缝拉裂;有的钢管使用多年,壁厚变薄,结果部分钢管变形大,节点遭破坏,而后整体破坏。

超挖是基坑施工中的“大敌”,有些工程没有做到先撑后挖,而是一挖到底、先挖后撑的不良施工方法,往往会发生险情甚至事故。

挖土前两周,要进行坑内降水以保证坑内的良好施工条件。当坑内开挖不降水,由于开挖坡度较陡和挖土振动的影响,土的强度有所降低,土体将发生滑动,导致围护墙倾斜,工程桩位移,甚至桩身断裂。

现场施工管理,目前往往是工程总包一家,支撑系统一家,开挖土方另一家,三家如何协调,稍有疏忽就会出事。不能做到先撑后挖,而是超挖或支撑跟不上,往往与上述管理体制有关系。管理上的层层分包、多层分包,更容易发生偷工减料而引起事故。

(3) 监测方面 深基坑施工中的监测工作是指导施工、避免事故发生的必要措施,也是进行信息化施工的手段;监测也是检验设计理论的正确性和发展设计理论的重要依据,近年来,有的深基坑工程为了节约而不安排监测,或减少监测费用;有的工程对测试数据不认真分析,或者分析水平不高。因而造成各种大大小小的事故和不应有的损失。

### 5. 本书的主要内容

本书是《地基基础设计与施工丛书》中的一本,共分为七章:

- 第 1 章 深基坑支护工程勘察
- 第 2 章 作用于支护结构的荷载
- 第 3 章 深层搅拌桩支护
- 第 4 章 排桩支护
- 第 5 章 地下连续墙支护
- 第 6 章 支锚工程
- 第 7 章 深基坑支护工程实例

其中第 1 章与第 2 章是为各种支护工程的设计与施工作准备，了解与确定地质、环境与荷载情况。

第 3 章深层搅拌桩支护，主要介绍基坑开挖深度不大的、可以采用重力式挡墙的支持结构的设计与施工。

第 4 章排桩支护，介绍各类桩（包括钢板桩、钢筋混凝土板桩及钻孔灌注桩等）组成的挡墙支持的设计与施工。

第 5 章地下连续墙支护，介绍采用连续墙工法时挡墙的计算与施工。排桩支持与地下连续墙支持的主要计算方法基本上是类似的，因而是相互通用的。

第 6 章支锚工程，主要介绍用于排桩支持及地下连续墙支持中的内支撑与土层锚杆的计算与施工。

最后，在第 7 章实例中选择了有代表性的排桩支持与地下连续墙支持等的设计与施工实例，作为综合学习、应用前几章内容的参考。

深基坑支持工程在施工过程中，还应包括土方开挖、降水工程及施工监测等，因篇幅所限，本书就不再列入了。

深基坑支持的设计与施工有着悠久的历史，它又是随着建设事业的发展而成长的一门新兴学科，随着高层建筑及市政建设的发展，深基坑支持工程的设计计算理论与施工技术水平将会更飞速的向前发展。

# 第 1 章 深基坑支护工程勘察

## 1.1 工程地质勘察的基本要求

深基坑支护工程地质勘察所提供的报告及资料，是做好深基坑支护设计与施工的重要依据。在一般情况下，深基坑支护勘察应与主体工程的勘察同步进行。制定勘察任务书或编制勘察纲要时，应考虑到深基坑支护工程的设计、施工的特点与内容，有专门章节对深基坑支护工程的地质，水文地质勘察工作提出要求。

在勘察任务书中，应具备下列资料：

- 1) 建筑场地的地形、管线及拟建建筑物的平面布置图；
- 2) 拟建建筑物的上部结构类型、荷载以及可能采用的基础类型；
- 3) 基坑开挖深度、坑底标高、基坑平面尺寸及可能采用的基坑支护类型；
- 4) 场地及附近地区的环境条件等。

### 1.1.1 勘探工作

#### 1.1.1.1 勘察纲要

根据工程地质勘察任务书，搜集场地范围附近的已有地质、水文、气象及当地的建筑经验等资料，编写勘察纲要，基本内容包括：

- 1) 工程名称和建设单位；
- 2) 勘察目的、任务；
- 3) 勘察工作的方法和工作量布置：包括测绘、调查、勘探、测试等内容、方法、数量，以及对各项工作的要求；
- 4) 预计工作进行中可能遇到的问题及解决问题的措施；
- 5) 资料整理和报告书编写的内容和应附的图表。

#### 1.1.1.2 现场勘探

现场勘探包括掘探、钻探、触探、物探等四大类。在工程地质勘探中，钻探是目前最常用、最广泛、最有效的一种手段。它利用钻探设备和工具，从钻孔中取出土石试样，以测定岩土物理力学性质，鉴别和划分地层。触探和物探既是勘探方法，同时也是一种测试手段。触探可以确定地基土的物理力学性质，选择桩基持力层和确定桩的承载力。物探如地质雷达可以探明古河道或暗浜的界面以及地下障碍物等。

深基坑支护工程勘探点的布置：勘探范围为支护结构可能设置的地段，在开挖边界外的 1~2 倍基坑开挖深度范围内，布置勘探点。对于软土，勘察范围应适当扩大。勘探点应



布置在基坑周围，间距视地层复杂程度而定，一般为 20~30m 左右。勘察孔的深度应满足整体稳定性等的验算要求，一般应不小于基坑开挖深度的 2~2.5 倍。

基坑支护工程的设计与施工都会碰到地表浅层土，因而对其勘察要求更要详细一些。上海地区表层土常会遇到暗浜、暗塘、暗井、古河道及地下障碍物等，常见的填土为素土与垃圾土。如果回填前没有清除水草和浜土，则往往含有大量的有机质。杭州、宁波等地有的地区建筑垃圾的填土达 2~5m，有些以炉碴或生活垃圾填成，有机质含量较多。

在对深基坑支护的工程地质勘察中，若遇上述填土、暗浜、古河道、地下障碍等土层情况，除采用控制性钻孔外，可布置较多的浅孔，例如小口径的勺钻或麻花钻，孔距可为 2~3m 左右。要求查明其填土成因、类型，了解地形、地物、河塘变迁，查明其分布特征、厚度及界面变化，阐明主要工程特性。

为进行挡墙防渗和基坑降水设计，应进行水文地质勘察，查明含水层（包括上层滞水、潜水、承压水）和隔水层的层位、埋深和分布情况，测定静止地下水位。对重要工程应进行分层抽水试验或注水试验（对粘土），布置水位观测孔，以便分层提供各含水层的渗透系数  $K$  和补给来源。

### 1.1.2 测试工作

测试工作中测定的参数，应能满足深基坑支护和降水的设计与施工的需要，一般应进行下列试验与测试：

1) 土的天然重度  $\gamma$ 、天然含水量  $\omega$  与孔隙  $e$ 。

2) 颗粒分析试验，以确定砂粒、粉粒及粘粒的含量和不均匀系数  $C_u = d_{60}/d_{10}$ ，以便评价土层管涌、潜蚀及流砂的可能性。

若水的渗流方向自下而上，当向上的动水力与土的浮重度相等时，土颗粒将处于悬浮状态而失去稳定，这时就产生流砂现象。流砂是发生在土体表面渗流逸出处，不发生在土体内部。流砂主要产生在细砂、粉砂及粉土中。

根据上海地区一些工程分析，当地下水向上渗流，水头梯度  $I \approx 1$  时，下列土易发生流砂：①粘粒含量（质量分数） $< 10\% \sim 15\%$ ；粉粒含量（质量分数） $> 65\% \sim 75\%$ ；②不均匀系数  $C_u$  在 1.6~3.2 之间；③孔隙比  $e > 0.85$ ；④含水量（质量分数） $\omega > 30\% \sim 35\%$ ；⑤厚度  $> 25\text{cm}$  的粉砂及砂质粉土。

水在砂性土中渗流时，土中的一些细小颗粒在动水力的作用下，可能通过粗颗粒的孔隙被水流带走，这就是管涌。管涌可以发生于局部范围，但也可能逐步扩大，最后导致土体失稳破坏。管涌可以发生在渗流逸出处，也可能发生于土体内部。发生管涌时的临界水头梯度与土的颗粒大小及级配情况有关。不均匀系数愈大则管涌容易发生。对于不均匀系数  $C_u > 10$  的无粘性土，在较小的水力梯度下就可能产生管涌。

3) 压缩试验。室内压缩试验提供压缩性指标压缩系数与压缩模量，用以计算沉降量。当考虑深基坑开挖的卸荷再加荷影响，应进行回弹试验。考虑应力历史进行沉降计算，应确定先期固结压力、压缩指数与回弹指数。

对深厚高压缩性软土上的重要建筑物，应测定次固结系数，用以计算次固结沉降。

当进行应力应变分析时，应进行三轴压缩试验，为非线性弹性、弹塑性模型提供计算

参数。

4) 抗剪强度试验。土的抗剪强度指标粘聚力  $C$  和内摩擦角  $\varphi$  可选用原状土室内剪切试验、现场剪切试验, 对饱和软粘土可采用十字板剪切试验和静力触探试验。

对重要工程应采用三轴剪力试验, 饱和粘性土当加荷速率较快时, 用不固结不排水(UU)试验; 当土体排水速率快且施工较慢时, 可采用固结不排水(CU)试验。当需提供有效应力抗剪强度指标时, 应采用固结不排水测孔隙水压力( $\bar{C}U$ )试验。

对一般工程, 可采用直剪试验, 试验方法由荷载类型、加荷速率及土的排水条件确定, 通常可采用固结快剪。根据上海地区的经验, 用于土压力与整体稳定计算的  $C$ 、 $\varphi$  值, 可按抗剪强度的峰值提供; 对基坑隆起等其他计算的  $C$ 、 $\varphi$  值, 可按峰值抗剪强度的 70% 提供。

对饱和粘土, 有时可进行无侧限抗压强度试验, 确定无侧限抗压强度  $q_u$  及土的灵敏度  $s_r$ 。

5) 渗透系数的测定。对重要工程应采用现场抽水试验或注水试验测定土的渗透系数。一般工程可进行室内渗透试验, 测定土层垂直向渗透系数  $k_v$  和水平向渗透系数  $k_h$ 。砂土和碎石土可用常水头试验, 粉土和粘性土可用变水头试验。透水性很低的软土可通过固结试验测定。

6) 有机质试验。土按有机质含量, 可分为无机土、有机质土、泥炭质土与泥炭等。可采用灼减量试验或重铬酸钾容量法测定。必要时可应用化学分析方法确定有机酸成分。

7) 地基系数的测定。对一般工程可按有关规范确定竖向地基土抗力系数的比例系数  $m_0$  及水平抗力系数的比例系数  $m$ 。对重要工程可采用平板载荷试验或旁压试验确定。

旁压试验尚可测定静止侧压力系数。

### 1.1.3 勘察报告的主要内容

基坑支护工程的工程地质勘察一般应与主体工程结合起来一起进行, 因此报告也应一起编写。除主体工程勘察报告应具有的内容外, 主要应包括下列内容:

1) 概述与基坑开挖、支护有关的工程地质、水文地质条件。对与开挖、支护有关的地基土层在水平方向和垂直方向的分布与变化应进行详细划分与描述, 在平面图与剖面图上标明暗浜、填土与古河道的位置, 易发生管涌、流砂的土层分布资料, 并提出预防措施和建议;

2) 对基坑支护工程的设计与施工所需的土的物理力学参数进行统计和综合分析, 提出参数的建议值;

3) 提供各含水层的资料和参数, 并提出基坑防渗与施工降水方案的建议;

4) 预估基坑开挖引起的土体应力-应变关系的改变和降水对周围环境可能产生的不良影响;

5) 提出支护结构现场测试与施工监测的建议。

## 1.2 周围环境的调查

在深基坑支护设计施工前, 应对周围环境进行详细调查, 查明影响范围内已有建筑物、

地下结构物、道路及地下管线设施的位置、现状，并预测由于基坑开挖和降水对周围环境的影响，提出必要的预防、控制和监测措施。

1) 地面建筑物。深基坑周围约三倍基坑开挖深度的影响范围内的建筑场，应调查其结构型式、基础类型、尺寸和埋深，施工建造时间，使用情况，沉降、变形的现状与稳定情况，有无严重的不均匀沉降及倾斜情况，有无裂缝产生及其开展情况等。

2) 地下结构。主要为地下铁道、隧道、人防建筑、地下油池、地下车库等。调查其结构型式、埋深、平面位置、使用功能及对变位的承受能力等。

3) 地下管线。主要指煤气管、上水管、下水管、电缆及电话线等。应查明其使用功能、位置、埋深、管内压力、管径、材料及接头构造等。

4) 铁路、道路。调查铁路道轨，公路、道路的路面结构，铁路、道路离基坑距离，路基情况及运量、车辆载重等。

## 第 2 章 作用于支护结构的荷载

### 2.1 概述

作用在一般结构上的荷载可分为三类：

1) 永久荷载（恒荷载）：在结构使用期间，其值不随时间变化，或其变化与平均值相比可以忽略不计的荷载。例如结构自重、土压力等。

2) 可变荷载（活荷载）：在结构使用期间，其值随时间变化，且其变化值与平均值相比不可忽略的荷载。例如楼面活载、汽车、吊车及堆载等。

3) 偶然荷载：在结构使用期间不一定出现，但一旦出现，其值很大且持续时间较短的荷载。例如地震力、爆炸力及撞击力等。

作用于支护结构上的荷载主要有：

- 1) 土压力；
- 2) 水压力；
- 3) 影响区范围内建筑物、结构物荷载；
- 4) 施工荷载：汽车、吊车及场地堆载等；
- 5) 若支护作为主体结构的一部分时，应考虑地震力；
- 6) 温度影响和混凝土收缩引起的附加荷载。

### 2.2 土压力

进行支护结构计算时，作用在支护结构与土体界面上的压力即为土压力。土压力的大小及其分布规律是同支护结构的水平位移方向和大小、土的性质、支护结构物的刚度及高度等因素有关。

1) 静止土压力（图 2-1a）。若刚性的挡土墙保持原来位置静止不动，则作用在墙上的土压力称为静止土压力。作用在每延米挡土墙上静止土压力的合力用  $E_0$  (kN/m) 表示，静止土压力强度用  $p_0$  (kPa) 表示。

2) 主动土压力（图 2-1b）。若挡土墙在填土压力作用下，背离着填土方向移动，这时作用在墙上的土压力将由静止土压力逐渐减小，当墙后土体达到极限平衡，并出现连续滑动面使土体下滑，这时土压力减至最小值，称为主动土压力，用  $E_A$  (kN/m) 和  $p_a$  (kPa) 表示。

3) 被动土压力（图 2-1c）。若挡土墙在外力作用下，向填土方向移动，这时作用在墙上的土压力将由静止土压力逐渐增大，一直到土体达到极限平衡，并出现连续滑动面，墙

后土体向上挤出隆起，这时土压力增至最大值，称为被动土压力，用  $E_p$  (kN/m) 和  $p_p$  (kPa) 表示。

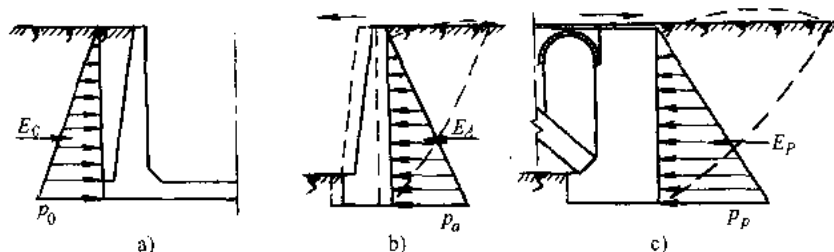


图 2-1 土压力的三种类型

a) 静止土压力 b) 主动土压力 c) 被动土压力

由上述可见，三种土压力中被动土压力大于静止土压力，而主动土压力最小。由理论分析和实际试验指出，挡土墙后达到被动土压力时所需要的位移是远远大于主动土压力。在图 2-2 中给出土压力与挡土墙位移间的关系。

### 2.2.1 静止土压力的计算

若刚性挡墙保持原来位置静止不动，则作用在墙上的土压力称为静止土压力，挡墙后的土处于弹性平衡状态。静止土压力可按式计算：

$$p_0 = (\sum \gamma_i h_i + q) K_0 \quad (2-1)$$

式中  $p_0$ ——计算点处的静止土压力强度 (kPa)；  
 $\gamma_i$ ——计算点以上第  $i$  层土的重度 ( $\text{kN/m}^3$ )；  
 $h_i$ ——计算点以上第  $i$  层土的厚度 (m)；  
 $q$ ——地面均布荷载 (kPa)；  
 $K_0$ ——计算点处土的静止土压力系数。

静止土压力系数  $K_0$  由试验确定。

Jaky 首先在 40 年代提出，后被 Bishop 等的试验证实，对正常固结土可近似取

$$K_0 = 1 - \sin \varphi' \quad (2-2)$$

式中  $\varphi'$ ——土的有效内摩擦角，由慢剪或三轴固结不排水剪测孔隙水压力试验确定。

对超固结土，可取

$$K_0^{\text{OCR}} = K_0 (\text{OCR})^{0.5} \quad (2-3)$$

式中 OCR——土的超固结比。

当无试验资料时，可参考表 2-1，表 2-2，表 2-3。

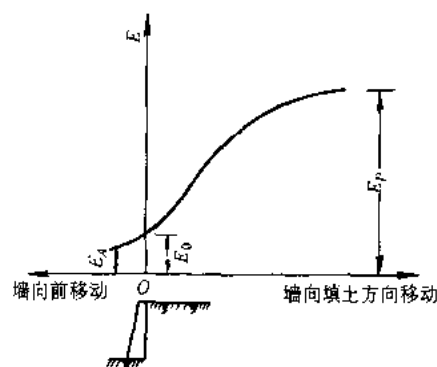


图 2-2 土压力与挡土墙位移的关系

表 2-1 静止土压力系数  $K_0$  参考值

土类	坚硬土	可塑~硬塑粘性土 粉土 砂土	可塑~软塑粘性土	软塑粘性土	流塑粘性土
$K_0$	0.2~0.4	0.4~0.5	0.5~0.6	0.6~0.75	0.75~0.80

注：本表摘自《武汉地区深基坑工程技术指南 WBJ 1-7-95》。

表 2-2 土的静止侧压力系数  $K_0$ 

土的种类	$w_L$	$I_p$	$K_0$
松砂, 饱和	—	—	0.46
密实砂, 饱和	—	—	0.36
密实砂, 干 ( $e=0.6$ )	—	—	0.49
松砂, 干 ( $e=0.8$ )	—	—	0.64
压实土, 残积粘土	—	9	0.42
压实土, 残积粘土	—	31	0.66
有机质粉质粘土, 未扰动	74	45	0.57
高岭土, 未扰动	61	23	0.64~0.70
海相粘土 (奥斯陆), 未扰动	37	16	0.48
过敏性粘土	34	10	0.52

注：本表摘自 H.F.Winterkorn, H.Y.Fang 《Foundation Engineering Handbook》, 1975。

表 2-3 压实土的静止侧压力系数

土的名称	$K_0$
砾石、卵石	0.20
砂土	0.25
亚砂土	0.35
亚粘土	0.45
粘土	0.55

注：本表摘自《公路桥涵设计通用规范 JTJ 021-89》。

对于市政或周围建筑环境对挡土结构和地基的位移有较严格的要求时，可按静止土压力进行计算。

## 2.2.2 朗金土压力理论

### 2.2.2.1 土的极限平衡理论

图 2-3 把抗剪强度曲线与土中某一点的应力状态用莫尔应力圆绘在一个图上，当应力圆  $O_1$  与强度线  $\tau_f = c + \sigma \tan \varphi$  相切于  $A$  点时，即土中一点某一切面处于极限平衡状态。由  $\triangle ABO_1$  可得到

$$\sin \varphi = \frac{AO_1}{BO_1} = \frac{\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}}{\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + c \cdot \cot \varphi} \quad (2-4)$$

由此得

$$\begin{aligned} \sigma_1 - \sigma_3 &= \sigma_1 \sin \varphi + \sigma_3 \sin \varphi + 2c \cos \varphi \\ \sigma_1 (1 - \sin \varphi) &= \sigma_3 (1 + \sin \varphi) + 2c \cos \varphi \end{aligned} \quad (2-5)$$

再通过三角函数变换, 即可得到土中某点处于极限平衡状态时主应力之间的关系为

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) + 2c \tan \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2-6)$$

或

$$\sigma_3 = \sigma_1 \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \tan \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2-7)$$

式中  $\sigma_1$ ——土中某一点的最大主应力;

$\sigma_3$ ——土中某一点的最小主应力;

$c$ ——土的内聚力;

$\varphi$ ——土的内摩擦角。

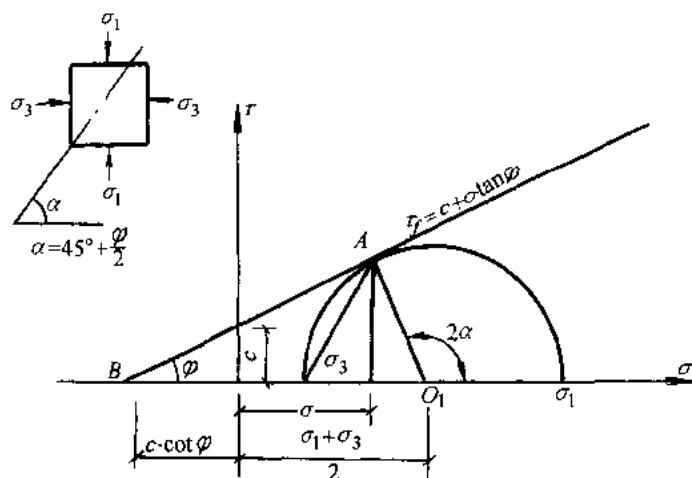


图 2-3 极限平衡条件时的应力圆

当土中某点处于剪切破坏时, 剪破面与大主应力  $\sigma_1$  作用面间的夹角  $\alpha$  值是

$$2\alpha = 90^\circ + \varphi$$

因此

$$\alpha = 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \quad (2-8)$$

### 2.2.2.2 朗金土压力理论的基本原理

如图 2-4a 所示, 若在半无限土体中取一竖直切面, 在 AB 面上深度  $z$  处取一单元体, 作用的法向应力为  $\sigma_z$ 、 $\sigma_x$ , 因为 AB 面上无剪应力, 故  $\sigma_z$  和  $\sigma_x$  均为主应力。当土体处于弹性平衡状态时

$$\sigma_z = \gamma z$$

$$\sigma_x = K_0 \gamma z$$

该点的应力圆  $O_1$  与土的抗剪强度包线不相交 (如图 2-4b)。当  $\sigma_z$  不变,  $\sigma_x$  逐渐减小, 应力圆  $O_2$  与强度包线相切, 土体达到极限平衡。  $\sigma_z$  与  $\sigma_x$  分别为最大及最小主应力, 此时即为朗金主动状态, 土体中两组滑动面与水平面成  $45^\circ + \varphi/2$  夹角 (如图 2-4c)。当  $\sigma_z$  不变,  $\sigma_x$  逐渐增大, 应力圆  $O_3$  也与强度包线相切, 土体达到极限平衡。此时  $\sigma_z$  为最小主应力,  $\sigma_x$  为最大主应力, 土体中两组滑动面与水平面成  $45^\circ - \varphi/2$  角 (如图 2-4d), 这时称为朗金被动状态。

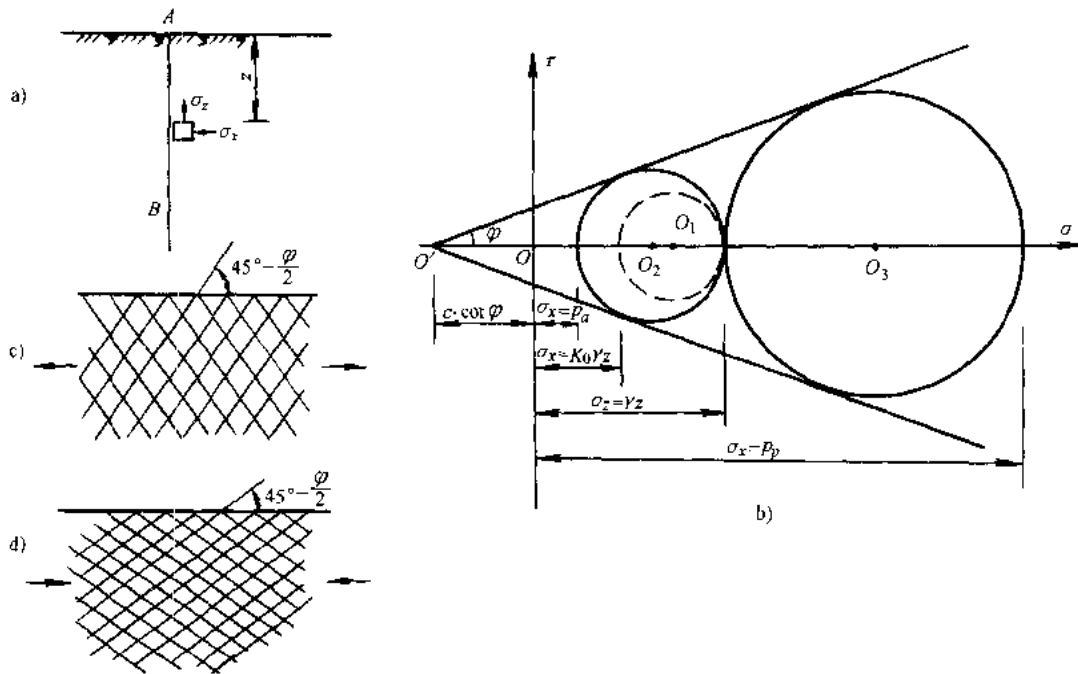


图 2-4 朗金主动及被动状态

作用在挡土墙墙背 AB 上的土压力, 就是在半无限上体中和墙背方向、长度相对应的 AB 面上达到极限平衡状态时的应力情况 (如图 2-5a)。朗金理论认为可以用挡土墙代替半无限上体的一部分, 而不影响土体内的应力情况。因此, 朗金理论的极限平衡只有一个边界条件, 即半无限土体的表面情况, 而不考虑墙背与上体接触面上的边界条件。

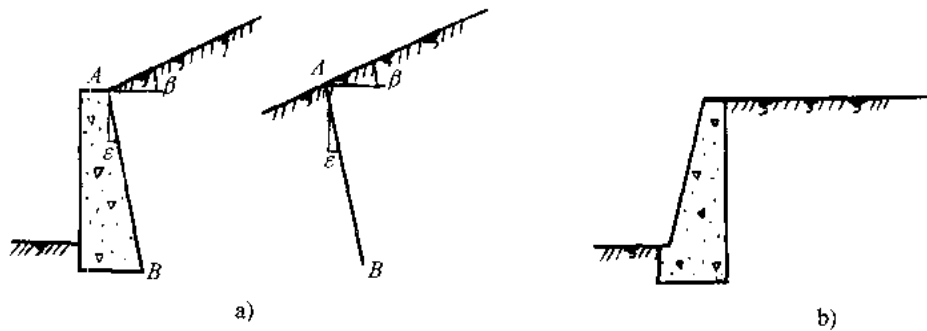


图 2-5 朗金土压力理论



这里只讨论最简单的情况：墙背是竖直的，填土面是水平的（如图 2-5b）。因此就可以用土体于极限平衡状态时的最大和最小主应力间的关系 [式 (2-6)，式 (2-7)] 来计算作用于墙背上的土压力。

### 2.2.2.3 朗金主动土压力计算

当墙背是竖直、填土面是水平时，就可以应用上述极限平衡理论计算主动土压力，如图 2-6a 所示，若墙背  $AB$  在填土压力作用下背离填土向外移动到  $A'B'$ ，这时墙后土体达到极限平衡状态，即朗金主动状态。在墙背深度  $z$  处取单元土体，其竖向应力  $\sigma_z = \gamma z$  是最大主应力  $\sigma_1$ ，水平应力  $\sigma_x$  是最小主应力  $\sigma_3$ ，也就是要计算的主动土压力  $p_a$ 。以  $\sigma_3 = p_a$ ， $\sigma_1 = \gamma z$  代入式 (2-7)，即得朗金主动土压力计算公式

砂性土：

$$\begin{aligned} p_a &= \gamma z \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \\ &= \gamma z K_a \end{aligned} \quad (2-9)$$

粘性土

$$\begin{aligned} p_a &= \gamma z \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \tan \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \\ &= \gamma z K_a - 2c \sqrt{K_a} \end{aligned} \quad (2-10)$$

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

$\gamma$ ——土的重度 ( $\text{kN/m}^3$ )；

$c$ 、 $\varphi$ ——土的内聚力 ( $\text{kPa}$ ) 及内摩擦角；

$z$ ——计算点距填土面的深度 ( $\text{m}$ )。

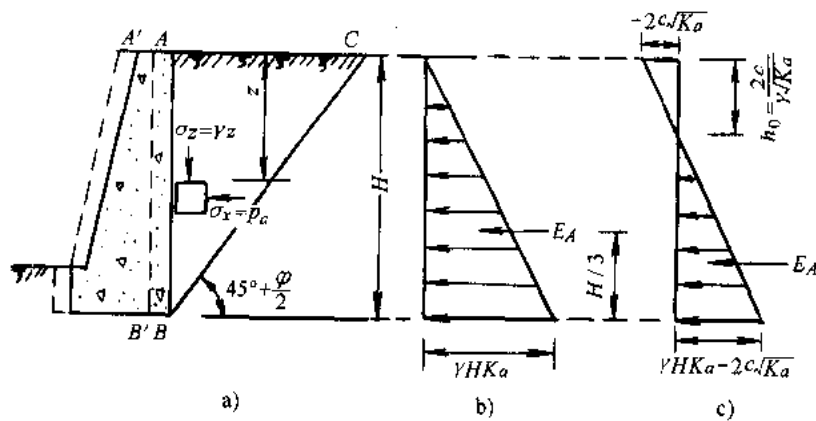


图 2-6 朗金主动土压力计算

a) 挡土墙向外移动 b) 砂性土 c) 粘性土

由上述公式及图 2-6b、c 可见，主动土压力  $p_a$  沿深度  $z$  呈直线分布。作用在墙背上的主动土压力的合力  $E_A$  即为  $p_a$  分布图形的面积，其作用点位置在分布图形的形心处。即砂性土

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (\text{kN/m}) \quad (2-11)$$

$E_A$  作用于距挡土墙底面  $H/3$  处。

粘性土：当  $z=0$  时，由式 (2-10) 知  $p_a = -2c\sqrt{K_a}$ ，即出现拉力区。令式 (2-10) 中的  $p_a=0$ ，可解得拉力区的高度为

$$h_0 = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}} \quad (2-12)$$

由于填土与墙背之间不能承受拉应力，因此在拉力区范围内将出现裂缝，在计算墙背土的主动土压力时，将不考虑拉力区的作用。即

$$\begin{aligned} E_A &= \frac{1}{2} \gamma K_a (H - h_0)^2 \\ &= \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a - 2cH\sqrt{K_a} + \frac{2c^2}{\gamma} \end{aligned} \quad (2-13)$$

由式 (2-8) 可知，墙后填土中出现的滑动面  $BC$  与水平面的夹角为  $45^\circ + \varphi/2$ 。

如挡墙后为成层土层，仍可按式 (2-9)、式 (2-10) 计算主动土压力。但应注意在土层分界面上，由于两层土的抗剪强度指标不同，使土压力的分布有突变（见图 2-7）。其计算方法如下：

$$\left. \begin{aligned} \text{a 点:} & \quad p_{a1} = -2c_1\sqrt{K_{a1}} \\ \text{b 点上 (在第一层土中):} & \quad p'_{a2} = \gamma_1 h_1 K_{a1} - 2c_1\sqrt{K_{a1}} \\ \text{b 点下 (在第二层土中):} & \quad p''_{a2} = \gamma_1 h_1 K_{a2} - 2c_2\sqrt{K_{a2}} \\ \text{c 点:} & \quad p_{a3} = (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2) K_{a2} - 2c_2\sqrt{K_{a2}} \end{aligned} \right\} \quad (2-14)$$

$$\text{式中 } K_{a1} = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi_1}{2} \right)$$

$$K_{a2} = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi_2}{2} \right)$$

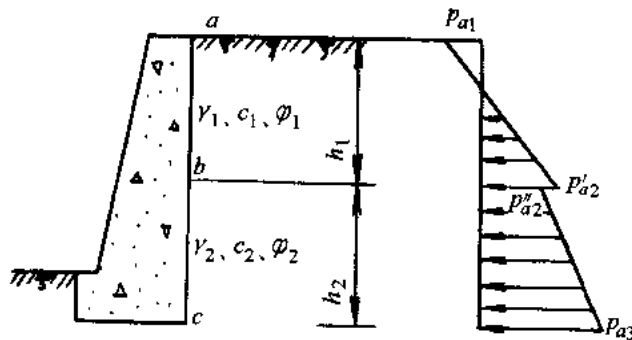


图 2-7 成层土的主动土压力计算

其余符号意义见图 2-7。

如图 2-8 所示挡墙后填土表面作用着连续均布荷载  $q$  时，计算时可以为在深度  $z$  处的竖

向应力  $\sigma_z$  增加了一个  $q$  值, 将式 (2-9)、式 (2-10) 中的  $\gamma z$  代之以  $(q + \gamma z)$ , 就能得到填土上面有超载时的主动土压力计算公式:

$$\text{砂性土: } p_a = (\gamma z + q)K_a \quad (2-15)$$

$$\text{粘性土: } p_a = (\gamma z + q)K_a - 2c\sqrt{K_a} \quad (2-16)$$

式中  $q$ ——地面超载。

当无固定超载时, 考虑到深基坑边随机发生的施工堆载、车辆行驶动载等因素, 一般可取均布超载  $q=10\sim 20\text{kPa}$ 。

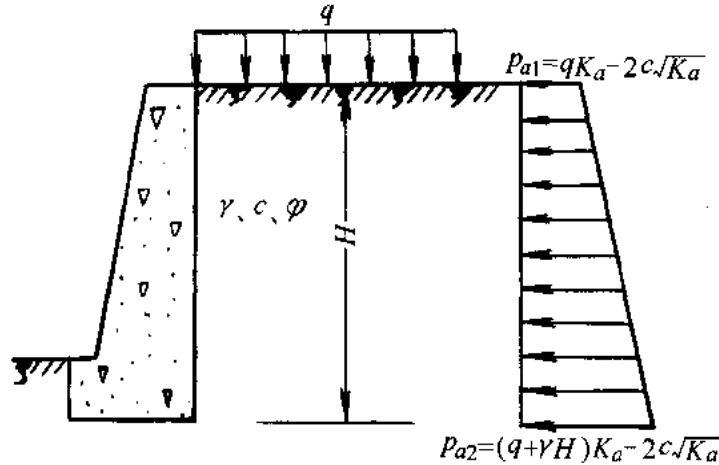


图 2-8 填土上有超载时的主动土压力计算

#### 2.2.2.4 朗金被动土压力计算

图 2-9 所示为一墙背竖直、地表水平的挡墙, 若墙在外力作用下推向填土, 当墙后土达到极限平衡状态即朗金被动状态时, 在墙背深度  $z$  处的单元土体, 其竖向应力  $\sigma_z = \gamma z$  是最小主应力  $\sigma_3$ , 而水平应力  $\sigma_x$  是最大主应力  $\sigma_1$ , 也是被动土压力  $p_p$ 。以  $\sigma_1 = p_p$ ,  $\sigma_3 = \gamma z$  代入式 (2-6), 即得朗金被动土压力计算公式

$$\text{砂性土 } p_p = \gamma z \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) = \gamma z K_p \quad (2-17)$$

$$\begin{aligned} \text{粘性土 } p_p &= \gamma z \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) + 2c \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \\ &= \gamma z K_p + 2c\sqrt{K_p} \end{aligned} \quad (2-18)$$

式中  $K_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)$

从上式可知, 被动土压力  $p_p$  沿深度  $z$  呈直线分布, 如图 2-9b、c 所示。作用在墙背上的被动土压力合力  $E_p$ , 可由  $p_p$  的分布图形面积求得

$$\text{砂性土 } E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \quad (2-19)$$

$$\text{粘性土 } E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p + 2cH\sqrt{K_p} \quad (2-20)$$

墙后土体中出现的滑动面  $BC$  与水平面的夹角为  $(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$ 。

若填土为成层土，填土表面有超载时，被动土压力的计算方法与前述主动土压力计算相同。

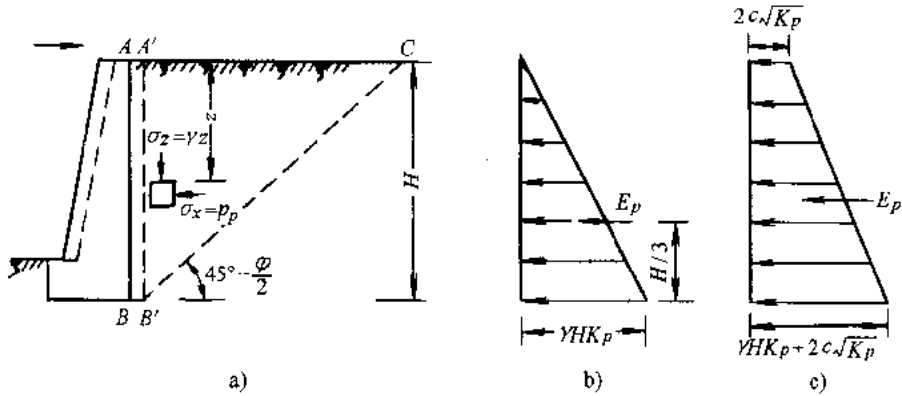


图 2-9 朗金被动土压力计算  
a) 挡土墙向填土移动 b) 砂性土 c) 粘性土

### 2.2.3 库仑土压力理论

#### 2.2.3.1 基本原理

库仑土压力理论假定挡墙是刚性的，墙后的填土是均匀的砂性土，当墙背离土体移动或推向土体时，墙后土体即达到极限平衡状态，其滑动面是通过墙脚  $B$  的二组平面（图 2-10），一个是沿墙背的  $AB$  面，另一个是产生在土体中的  $BC$  面。假定滑动土楔  $ABC$  是刚体，根据土楔  $ABC$  的平衡条件，按平面问题解得作用在挡土墙上的土压力。

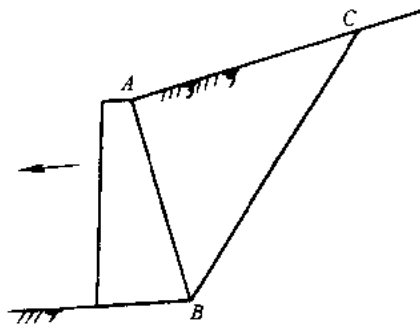


图 2-10 库仑土压力理论

#### 2.2.3.2 主动土压力计算

挡土墙如图 2-11 所示，墙背  $AB$  倾斜，与竖直线的夹角为  $\epsilon$ ，填土表面  $AC$  为一与水平面成  $\beta$  夹角的平面。若挡墙在填土压力作用下离开填土向外移动，当墙后土体达到极限平衡状态时（主动状态），土体中产生两个通过墙脚  $B$  的滑动面  $AB$  及  $BC$ 。若滑动面  $BC$  与水平面间夹角为  $\alpha$ ，取单位长度挡墙，把滑动土楔  $ABC$  作为脱离体，考虑其静力平衡条件，作用在滑动土楔  $ABC$  上的作用力有：

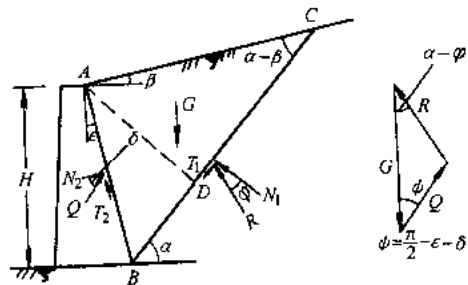


图 2-11 库仑主动土压力计算

1) 土楔  $ABC$  的重力  $G$ 。若  $\alpha$  值已知，则  $G$  的大小、方向及作用点位置均已知。

2) 上体作用在滑动面  $BC$  上的反力  $R$ 。  $R$  是  $BC$  面上摩擦力  $T_1$  与法向反力  $N_1$  的合力, 它与  $BC$  面的法线间的夹角等于土的内摩擦角  $\varphi$ 。由于滑动土楔  $ABC$  相对于滑动面  $BC$  右边的上体是向下移动, 故摩擦力  $T_1$  的方向向上,  $R$  的作用方向已知, 大小未知。

3) 挡土墙对土楔的作用力  $Q$ 。它与墙背法线间的夹角等于墙背与填土间的摩擦角  $\delta$ 。同样, 由于滑动土楔  $ABC$  相对于墙背是向下滑动, 故墙背在  $AB$  面产生的摩擦力  $T_2$ , 方向向上。  $Q$  的作用方向已知, 大小未知。

在图 2-11 上绘出  $G$ 、 $R$  与  $Q$  的力三角形, 即考虑滑动土楔  $ABC$  的静力平衡条件, 由正弦定律得:

$$\frac{G}{\sin[\pi - (\psi + \alpha - \varphi)]} = \frac{Q}{\sin(\alpha - \varphi)} \quad (2-21)$$

式中  $\psi = \frac{\pi}{2} - \varepsilon - \delta$ , 其他符号见图 2-11。

由图 2-11 可知

$$\begin{aligned} G &= \frac{1}{2} \overline{ADBC} \gamma \\ \overline{AD} &= H \frac{\cos(\varepsilon - \alpha)}{\cos \varepsilon} \\ \overline{BC} &= H \frac{\cos(\beta - \varepsilon)}{\cos \varepsilon \sin(\alpha - \beta)} \\ \therefore G &= \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos(\varepsilon - \alpha) \cos(\beta - \varepsilon)}{\cos^2 \varepsilon \sin(\alpha - \beta)} \end{aligned}$$

将  $G$  代入式 (2-21) 得

$$Q = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[ \frac{\cos(\varepsilon - \alpha) \cos(\beta - \varepsilon) \sin(\alpha - \varphi)}{\cos^2 \varepsilon \sin(\alpha - \beta) \cos[\alpha - \varphi - \varepsilon - \delta]} \right] \quad (2-22)$$

式中  $\gamma$ 、 $H$ 、 $\varepsilon$ 、 $\beta$ 、 $\delta$ 、 $\varphi$  均为常数,  $Q$  随滑动面  $BC$  的倾角  $\alpha$  而变化。当  $\alpha = \pi/2 + \varepsilon$  时,  $G=0$ , 则  $Q=0$ ; 当  $\alpha = \varphi$  时,  $R$  与  $Q$  重合, 则  $Q=0$ ; 因此当  $\alpha$  在  $(\pi/2 + \varepsilon)$  和  $\varphi$  之间变化时,  $Q$  将有一个极大值。这个极大值  $Q_{\max}$  即为所求的主动土压力  $E_A$ 。

要计算  $Q_{\max}$  值时, 可令

$$\frac{dQ}{d\alpha} = 0 \quad (2-23)$$

因此, 可将式 (2-22) 对  $\alpha$  求导式 (2-23), 解得  $\alpha$  值代入式 (2-22), 得库仑主动土压力计算公式

$$E_A = Q_{\max} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (2-24)$$

式中  $K_a$ ——主动土压力系数, 其数值与朗金理论不同, 应为

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \varepsilon)}{\cos^2 \varepsilon \cos(\delta + \varepsilon) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta + \varepsilon) \cos(\varepsilon - \beta)}} \right]^2} \quad (2-25)$$

式中  $\gamma$ 、 $\varphi$ ——墙后填土的重度及内摩擦角；

$H$ ——挡土墙的高度；

$\varepsilon$ ——墙背与竖直线间夹角。墙背俯斜时为正（如图 2-11），反之为负；

$\delta$ ——墙背与填土间的摩擦角；

$\beta$ ——填土面与水平面间的倾角。

若填土面水平，墙背竖直，以及墙背光滑时，也即  $\beta=0$ 、 $\varepsilon=0$  及  $\delta=0$  时，由式 (2-25) 可得

$$K_a = \frac{\cos^2 \varphi}{(1 + \sin \varphi)^2} = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

此式与填土为砂性土时的朗金主动土压力系数相同 [见式 (2-9)]。由此可见，在特定条件下，两种土压力理论得到的结果是相同的。

为了计算滑动土楔（也称破坏棱体）的长度（即  $AC$  长），须求得最危险滑动面  $BC$  的倾角  $\alpha$  值。若填土表面  $AC$  是水平面，即  $\beta=0$  时，根据式 (2-23) 的条件，可解得  $\alpha$  的计算公式如下：

墙背俯斜时（即  $\varepsilon > 0$ ，如图 2-12a 所示）：

$$\cot \alpha = -\tan(\varphi + \delta + \varepsilon) + \sqrt{[\cot \varphi + \tan(\varphi + \delta + \varepsilon)][\tan(\varphi + \delta + \varepsilon) - \tan \varepsilon]} \quad (2-26)$$

墙背仰斜时（即  $\varepsilon < 0$ ，如图 2-12b 所示）：

$$\cot \alpha = -\tan(\varphi + \delta - \varepsilon) + \sqrt{[\cot \varphi + \tan(\varphi + \delta - \varepsilon)][\tan(\varphi + \delta - \varepsilon) + \tan \varepsilon]} \quad (2-27)$$

墙背竖直时（即  $\varepsilon=0$ ，如图 2-12c 所示）：

$$\cot \alpha = -\tan(\varphi + \delta) + \sqrt{\tan(\varphi + \delta)[\cot \varphi + \tan(\varphi + \delta)]} \quad (2-28)$$

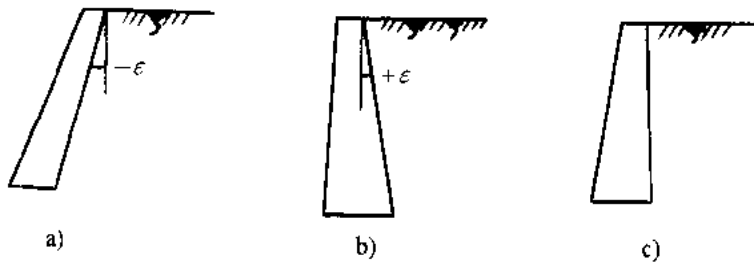


图 2-12 墙背倾斜情况

a) 仰斜 b) 俯斜 c) 竖直

### 2.2.3.3 被动土压力计算

若挡土墙在外力作用下推向填土，当墙后土体达到极限平衡状态时，假定滑动面是通过墙脚的二个平面  $AB$  和  $BC$ ，如图 2-13 所示。由于滑动土体  $ABC$  向上挤出隆起，故在滑动面  $AB$  和  $BC$  上的摩阻力  $T_2$  及  $T_1$  的方向与主动土压力相反，是向下的。这样得到的滑动土体  $ABC$  的静力平衡力三角形如图 2-13 所示，由正弦定律可得

$$Q = G \frac{\sin(\alpha + \varphi)}{\sin\left(\frac{\pi}{2} + \varepsilon - \delta - \alpha - \varphi\right)} \quad (2-29)$$

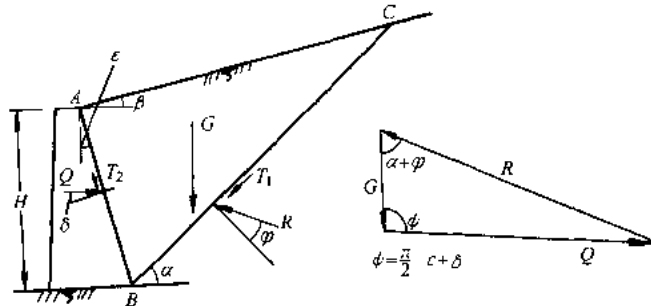


图 2-13 库仑被动土压力计算

同样,  $Q$  值是随着滑动面  $BC$  的倾角  $\alpha$  而变化, 但作用在墙背上的被动土压力值, 应该是各反力  $Q$  中的最小值。这是因为挡土墙推向填土时, 最危险的滑动面上的抵抗力  $Q$  值一定是最小的。计算  $Q_{\min}$  时, 同主动土压力计算原理相似, 可令

$$\frac{dQ}{d\alpha} = 0$$

由此可求得库仑被动土压力  $E_p$  的计算公式为

$$E_p = Q_{\min} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \quad (2-30)$$

式中,  $K_p$  为被动土压力系数, 其数值与朗金理论不同, 应为

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi + \varepsilon)}{\cos^2 \varepsilon \cdot \cos(\varepsilon - \delta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\varepsilon - \delta) \cos(\varepsilon - \beta)}} \right]^2} \quad (2-31)$$

$E_p$  的作用方向与墙背法线成  $\delta$  角。由式 (2-30) 知道, 被动土压力强度  $E_p$  沿墙高为直线规律分布。

## 2.2.4 特殊情况下土压力的计算

### 2.2.4.1 地面上有局部荷载时土压力的计算

(1) 集中荷载 由集中荷载  $Q$  所产生的土压力分布可按弹性理论确定。作用在表面上的集中荷载所引起的水平应力, 按 Boussinesq 解 (图 2-14) 为

$$\sigma_h = \sigma_r = \frac{Q}{2\pi z^2} \left\{ 3 \sin^2 \theta \cos^3 \theta - \frac{(1-2\mu) \cos^2 \theta}{1 + \cos \theta} \right\} \quad (2-32)$$

若令  $r=x$ , 并设  $x=mH$  及  $z=nH$ , 取泊松比  $\mu=0.5$ , 上式即可改写为

$$\sigma_h = \frac{3Q}{2\pi H^2} \cdot \frac{m^2 n}{(m^2 + n^2)^{3/2}} \quad (2-33)$$

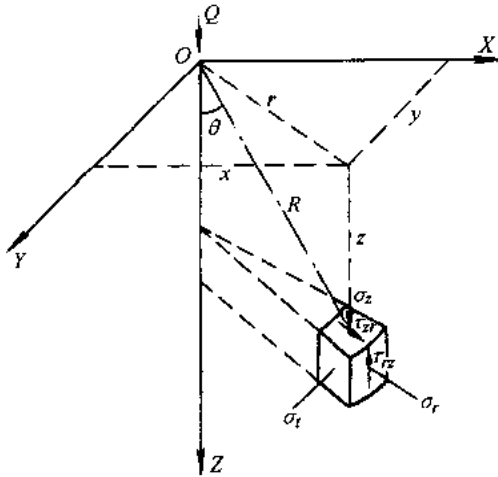


图 2-14 集中荷载产生的侧向土压力

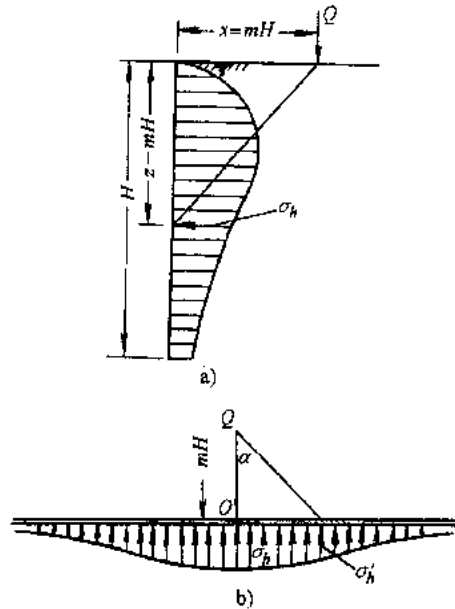


图 2-15 刚性墙由于集中荷载产生的侧向压力

a)  $\mu=0.5$  时由于  $Q$  产生的侧向压力 b)  $Q$  到墙的垂线

两侧各点的侧向压力

当计算刚性墙上的侧向压力时，可按实测值对上述理论公式进行修正。根据 Spangler 的研究（图 2-15），刚性墙由于集中荷载产生的侧向压力为：

$$\sigma_h = \frac{1.77Q}{H^2} \cdot \frac{m^2 n^2}{(m^2 + n^2)^3} \quad (m > 0.4) \quad (2-34)$$

$$\sigma_h = \frac{0.28Q}{H^2} \cdot \frac{n^2}{(0.16 + n^2)^3} \quad (m \leq 0.4) \quad (2-35)$$

$$\sigma'_h = \sigma_h \cos^2(1.1\alpha) \quad (2-36)$$

(2) 线荷载 对于线荷载  $q$ （图 2-16）产生的侧向压力可按 Boussinesq 解，并用前面的比值  $m$ 、 $n$ ，可得

$$\sigma_h = \frac{2q}{\pi H} \cdot \frac{m^2 n}{(m^2 + n^2)^2} \quad (2-37)$$

根据实测结果，实测值大约是上述理论值的两倍，经修正后为

$$\sigma_h = \frac{4q}{\pi H} \cdot \frac{m^2 n}{(m^2 + n^2)^2} \quad (m > 0.4) \quad (2-38)$$



$$\sigma_h = \frac{q}{H} \cdot \frac{0.203n}{(0.16 + n^2)^2} \quad (m \leq 0.4) \quad (2-39)$$

在一般情况下，可采用图 2-17 的近似计算方法计算线荷载下的主动土压力。从荷载作用点  $O$  引两直线  $OC$  及  $OD$  分别与水平线成  $\varphi$  角及  $45^\circ + \varphi/2$  角，并交墙背于  $C$  及  $D$ 。设集中荷载仅作用在  $CD$  段范围内，由此所引起的主动土压力增量为  $\Delta E_A$ ，可按下述近似计算

$$\Delta E_A = P \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) = PK_a \quad (2-40)$$

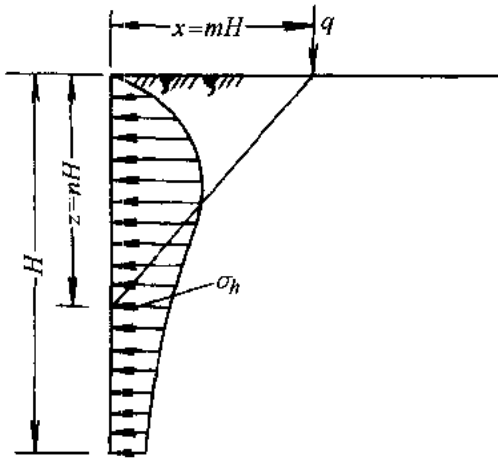


图 2-16 线荷载引起的侧压力

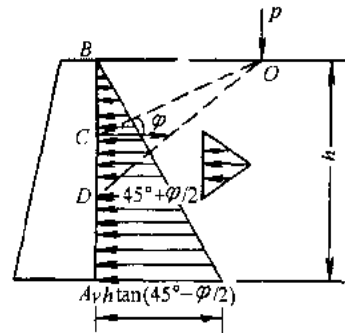


图 2-17 线荷载作用下主动土压力的近似计算

并认为其压力分布图形系按等腰三角形分布，其最大值为

$$P_{amax} = \frac{2PK_a}{h_1} \quad (2-41)$$

(3) 条形荷载 条形荷载是指有限宽度上的荷载，例如平行于挡墙的条形基础荷载、公路、铁路或路堤等。根据 Terzaghi 的公式经修正后（图 2-18）为

$$\sigma_h = \frac{2q}{\pi} (\beta - \sin \beta \cos 2\alpha) \quad (2-42)$$

地表有条形荷载时也可用朗金土压力理论近似计算方法确定其侧压力。为图 2-19 所示，距墙顶  $l$  处作用  $l_1$  宽的均布超载  $q$ 。从超载起点  $O$  引  $OC$  直线，直线与水平线成  $45^\circ + \varphi/2$  角，交墙背于  $C$  点。设  $C$  点以上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，土压力强度分布图形如图中  $ABa$  所示。 $C$  点以下考虑均布超载的作用，其主动土压力强度分布图形如  $ABceg$ 。从局部均布荷载另一端  $O'$  点引直线与水平线成  $45^\circ + \varphi/2$  角，交墙背于  $D$  点。条形荷载  $q$  产生的主动土压力强度分布如  $cefd$ ，其总主动土压力强度图

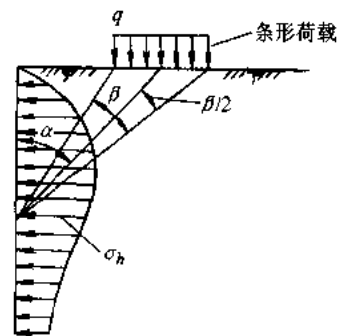


图 2-18 条形荷载作用下刚性墙上的侧压力



$\Sigma G$ ——布置在  $B \times l_0$  面积内的车辆车轮重力。  
挡土墙的计算长度  $B$  可按下式确定 (图 2-21)

$$B = l + a + H \cdot \tan 30^\circ \quad (2-45)$$

式中  $l$ ——汽车前后轴距 (履带车为 0);  
 $a$ ——车轮或履带着地长度;  
 $H$ ——挡土墙高度。

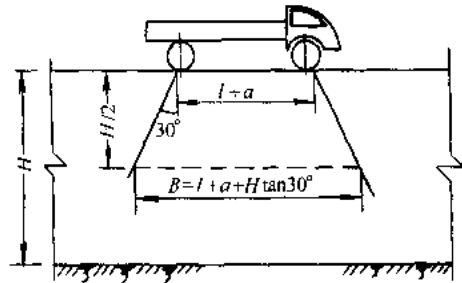


图 2-21 挡墙计算长度  $B$  的计算

车辆车轮重力  $\Sigma G$  为在  $B \times l_0$  面积内可能布置的车轮的重力。

当求得等代土层厚度  $h_e$  后, 可按下式计算作用在挡墙上的主动土压力  $E_A$  值 (图 2-20):

$$\left. \begin{aligned} E_A &= \frac{1}{2} \gamma H (H + 2h_e) K_a \\ E_{AX} &= E_A \cos \theta \\ E_{AY} &= E_A \sin \theta \end{aligned} \right\} \quad (2-46)$$

式中  $\theta$ —— $E_A$  与水平线间的夹角  $\theta = \delta + \epsilon$ ;  
 $K_a$ ——库仑主动土压力系数。

$E_{AX}$  和  $E_{AY}$  的分布图形见图 2-20, 其作用点分别位于各分布图形的形心处, 可按式 (2-47)、(2-48) 计算。

$E_{AX}$  的作用点距墙脚  $B$  点的竖直距离  $C_X$  为

$$C_X = \frac{H}{3} \cdot \frac{H + 3h_e}{H + 2h_e} \quad (2-47)$$

$E_{AY}$  的作用点距墙脚  $B$  点的水平距离  $C_Y$  为

$$C_Y = \frac{d}{3} \cdot \frac{d + 3d_1}{d + 2d_1} \quad (2-48)$$

式中  $d = H \tan \epsilon$ ,  $d_1 = h_e \tan \epsilon$ 。

### 2.2.4.2 不规则填土表面土压力的计算

(1) 墙背垂直、填土表面倾斜 (图 2-22) 如填土为无粘性土, 主动和被动土压力的计算式如下所示, 其作用方向与填土面的方向一致。

主动土压力

$$e_a = \gamma z \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \quad (2-49)$$

和

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \quad (2-50)$$

被动土压力

$$e_p = \gamma z \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \quad (2-51)$$

和

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma h^2 \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \quad (2-52)$$

式中各符号意义同前。

(2) 不规则的填土表面 挡土墙后面的填土表面往往不是由单一的水平面或倾斜面所组成, 而可能如图 2-23 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土压力, 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。

图 2-23a 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  $BAAd$  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。

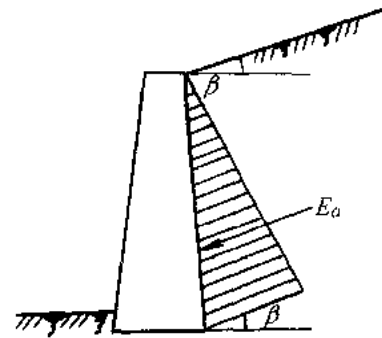


图 2-22 填土表面倾斜时土压力的计算

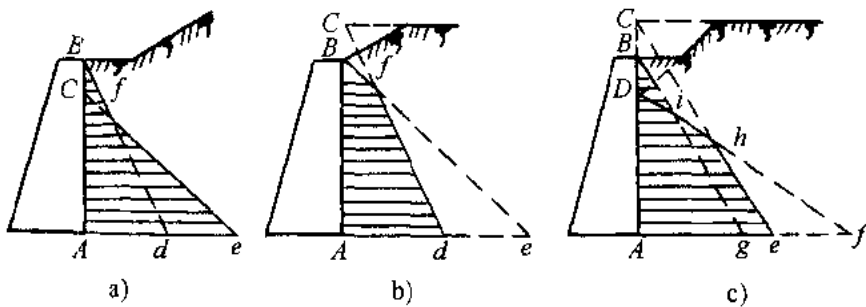


图 2-23 填土表面不规则时主动土压力的近似计算

当填土表面如图 2-23b 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  $AC$  在填土表面为水平时的主动土压力强度分布图形  $CAd$ , 这两个图形相交于  $f$  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 2-23c 中所

示填土表面情况的主动土压力强度分布图形  $BAehi$ 。

## 2.3 水压力

### 2.3.1 水压力的一般计算方法

作用在挡土结构上的荷载，除了土压力以外，还有地下水位以下的水压力。计算水压力时，水的重度一般取  $\gamma_w = 10\text{kN/m}^3$ 。水压力与地下水的补给数量、季节变化、施工开挖期间挡墙的水密度、入土深度、排水处理方法等因素有关。

计算地下水位以下的水、土压力，一般采用“水土分算”（即水、土压力分别计算，再相加）和“水土合算”两种方法。对砂性土和粉土，可按水土分算原则进行，即分别计算土压力和水压力，然后两者相加。对粘性土可根据现场情况和工程经验，按水土分算或水土合算进行。

#### 2.3.1.1 水土压力分算法

水土分算法是采用浮重度计算土压力，按静水压力计算水压力，然后两者相加即为总的侧压力（图 2-24）。

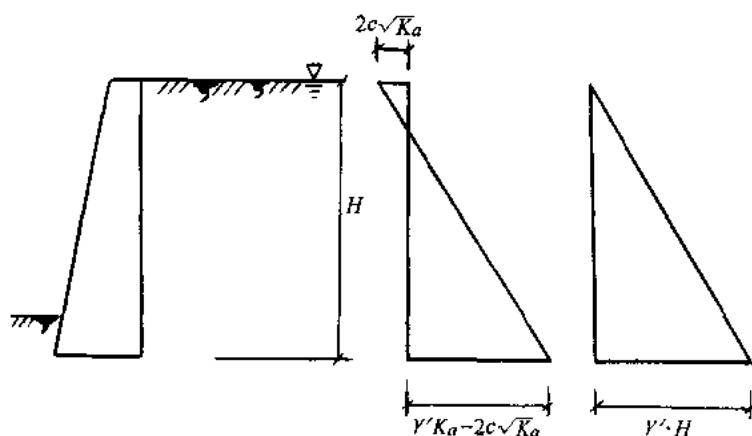


图 2-24 土压力与水压力的计算

利用有效应力原理计算土压力，水、土压力分开计算，即为

$$p_a = \gamma'HK'_a - 2c'\sqrt{K'_a} + \gamma_w H \quad (2-53)$$

$$p_p = \gamma'HK'_p + 2c'\sqrt{K'_p} + \gamma_w H \quad (2-54)$$

式中  $\gamma'$  ——土的浮重度；

$K'_a$  ——按土的有效应力强度指标计算的主动土压力系数， $K'_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2}\right)$ ；

$K'_p$  ——按土的有效应力强度指标计算的被动土压力系数， $K'_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right)$ ；

$\varphi'$ ——有效内摩擦角；

$c'$ ——有效内聚力；

$\gamma_w$ ——水的重度。

上述方法概念比较明确，但在实际使用中还存在一些困难，有时较难于获得有效强度指标，因此在许多情况下采用总应力法计算土压力，再加上水压力，即总应力法

$$p_a = \gamma H K_a - 2c\sqrt{K_a} + \gamma_w H \quad (2-55)$$

$$p_p = \gamma H K_p + 2c\sqrt{K_p} + \gamma_w H \quad (2-56)$$

式中  $K_a$ ——按土的总应力强度指标计算的主动土压力系数， $K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$ ；

$K_p$ ——按土的总应力强度指标计算的被动土压力系数， $K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$ ；

$\varphi$ ——按固结不排水（固结快剪）或不固结不排水（快剪）确定的内摩擦角；

$c$ ——按固结不排水或不固结不排水法确定的内聚力。

其余符号意义同前。

### 2.3.1.2 水土压力合算法

水土压力合算法是采用土的饱和重度计算总的水、土压力，这是国内目前较流行的方法，特别对粘性土积累了一定的经验，采用

$$p_a = \gamma_{sat} H K_a - 2c\sqrt{K_a} \quad (2-57)$$

$$p_p = \gamma_{sat} H K_p - 2c\sqrt{K_p} \quad (2-58)$$

式中  $\gamma_{sat}$ ——土的饱和重度，在地下水位以下可近似采用天然重度；

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

$K_p$ ——被动土压力系数， $K_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)$ ；

$\varphi$ ——按总应力法确定的固结不排水剪或不固结不排水剪确定土的内摩擦角；

$c$ ——按总应力法确定的固结不排水剪或不固结排水剪确定的土的内聚力。

## 2.3.2 稳态渗流时水压力的计算

### 2.3.2.1 按流网法计算渗流时的水压力

基坑施工时，围护墙内降水形成墙内外水头差，地下水会从坑外流向坑内，若为稳态渗流，那么水土分算时作用在围护墙上的水压力可用流网法确定。

图 2-25 为按流网计算作用在围护结构上的水压力的例子。假定墙体插入深度为  $h$ ，水头差为  $h_0$ ，设  $h$  与  $h_0$  相等，按水力学是绘出流网图（图 2-25b），根据流网即可计算出作用在墙体上的水压力。根据水力学有

$$H = h_p + h_e \tag{2-59}$$

式中  $H$ ——某一点的总水头，可从流网图中读出；

$h_p$ ——某一点的压力水头；

$h_e$ ——某一点的位置水头， $h_e = z - h'$ 。

作用在墙体上的水压力  $p$  用压力水头表示则为

$$\frac{p}{\gamma_w} = h_p = H - h_e = H - (z - h') = xh_0 + h' - z \tag{2-60}$$

式中  $x$ ——某一点的总水头差  $h_0$  剩余百分数（或比值），从流网图读出；

$z$ ——某一点的高程；

$h'$ ——基坑底的高程；

$h_0$ ——总水头差。

按流网计算的墙前、后水压力分布如图 2-25a 所示。作用于墙体的总水压力如图中阴影线所表示的部分。

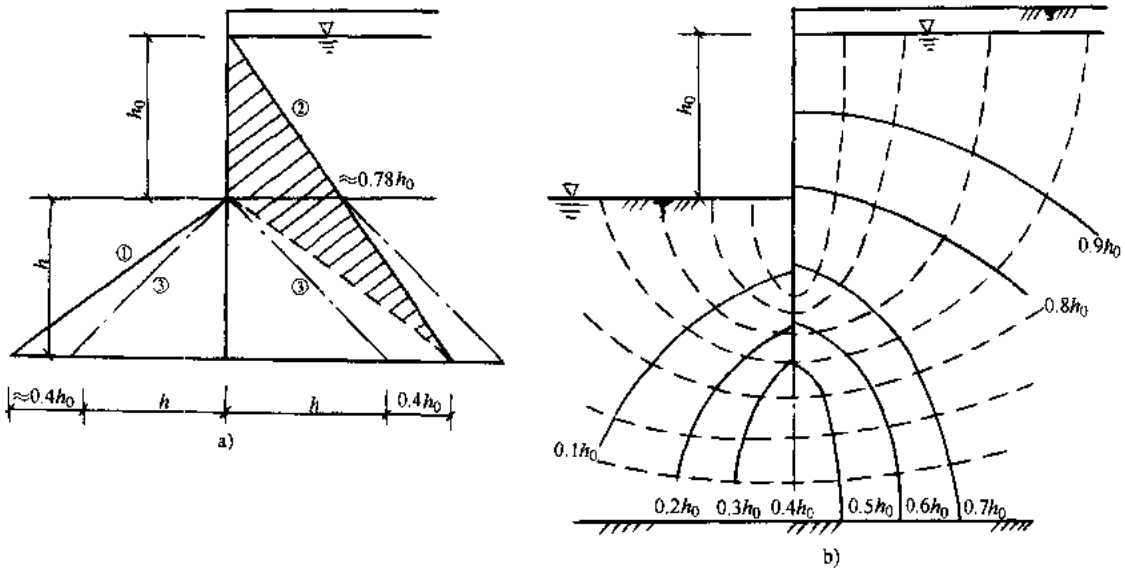


图 2-25 墙体水压力分布图

①—墙前压力水头线 ②—墙后压力水头线 ③—静水压力水头线

### 2.3.2.2 按直线比例法确定渗流时的水压力

计算渗流时的水压力还可近似采用直线比例法，即假定渗流中水头损失是沿挡墙渗流轮廓线均匀分配的，其计算公式为

$$H_i = \frac{S_i}{L} h_0 \tag{2-61}$$

式中  $H_i$ ——挡墙轮廓线上某点  $i$  的渗流总水头；

$L$ ——经折算后的挡墙轮廓的渗流总长度；

$S_i$ ——自  $i$  点沿挡墙轮廓线至下游端点的折算长度；

$h_0$ ——上下游总水头差。

### 2.3.3 水压力的计算图式

一般可按图 2-26 的水压力分布图，确定地下水位以下作用在支护结构上的不平衡水压力。图 2-26a 为三角形分布，适用于地下水有渗流的情况；若无渗流时，可按梯形分布考虑，如图 2-26b 所示。

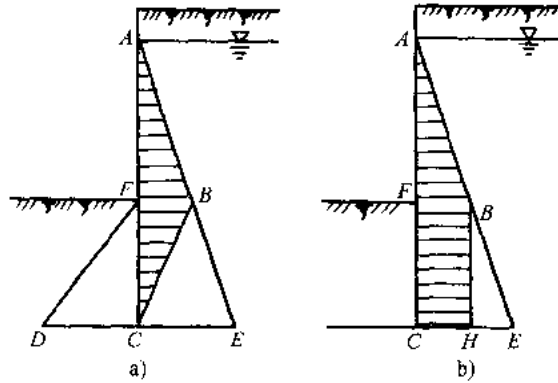


图 2-26 作用在支护结构上的不平衡水压力分布图  
a) 三角形分布 b) 梯形分布

## 2.4 关于水土压力计算的讨论

### 2.4.1 土的抗剪强度试验方法与指标问题

#### 2.4.1.1 确定土体抗剪强度的有效应力法与总应力法

土体的抗剪强度可用有效应力法确定，也可按总应力法确定，两者各有其特点。有效应力法确定土体的抗剪强度的公式为

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \varphi' = c'(\sigma - \mu) \tan \varphi' \quad (2-62)$$

式中  $\tau_f$ ——土体的抗剪强度；  
 $c'$ ——土的有效内聚力；  
 $\varphi'$ ——土的有效内摩擦角；  
 $\sigma$ ——法向总应力；  
 $\mu$ ——孔隙水应力。

有效应力法是认为土体受外力作用时，一部分是由孔隙中的流体承受，称为孔隙水应力。一部分由土骨架承受，称为有效应力。影响土体强度的是有效应力。经过许多学者多年来反复争论，无论对于砂性土或粘性土，有效应力原理已得到土力学界的普遍承认。土体的有效抗剪强度指标，即有效内聚力  $c'$  和有效内摩擦角  $\varphi'$ ，其试验结果比较稳定，受试验条件的影响比较少。



总应力法确定土体抗剪强度为

$$\tau_f = c + \sigma \tan \varphi \quad (2-63)$$

式中  $\tau_f$ ——土体的抗剪强度；  
 $\sigma$ ——法向总应力；  
 $c$ ——按总应力法确定的土的内聚力；  
 $\varphi$ ——按总应力法确定的土的内摩擦角。

总应力法不涉及孔隙水应力，只是模拟土体实际固结状态测定强度。

#### 2.4.1.2 土体抗剪强度指标的确定

常用的确定抗剪强度试验方法可分为原位测试和室内试验两大类。原位测试有十字板剪切试验和静力触探等方法，其中十字板剪切试验，可直接测得土体天然状态的抗剪强度。静力触探法可根据经验公式换算成土的抗剪强度。

室内试验按使用仪器可分为直剪仪和三轴仪两类，按试验条件也可分为固结或不固结，排水或不排水等。

(1) 直剪仪慢剪和三轴仪固结排水剪 在试验过程中充分排水，即没有孔隙水应力。两种试验的排水条件相同，施加的是有效应力，得到的强度指标均为有效强度指标。

(2) 直剪仪快剪和三轴仪不固结不排水剪 它们二者之间的主要区别在于对排水条件控制的不同。三轴仪可以完全控制土样排水条件，能做到名副其实的不排水。直剪仪由于仪器的局限性，很难做到真正的不排水，因此在直剪仪上测定土的抗剪强度指标时，当土的渗透性较大时，直剪仪快剪只相当于三轴排水剪，而只有当土的渗透系数较小时，直剪仪快剪试验结果才接近于三轴不排水试验。

(3) 直剪仪固结快剪和三轴固结不排水剪 这两种试验方法在正应力下都使土体达到充分固结，而在剪应力作用下用三轴仪试验可作到不排水，用直剪仪试验则排水条件和直剪仪快剪相似，即土体渗透性大时，相当于排水，渗透性很小时接近于不排水。

虽然直剪试验存在一些明显的缺点，受力条件比较复杂，排水条件不能控制等，但由于仪器和操作都比较简单，又有大量实践经验，因比较广泛采用直剪仪作快剪及固结快剪试验取得土的抗剪强度指标。一般推荐固结快剪指标，因为固结快剪是在垂直压力下固结后再进行剪切，使试验成果反映正常固结土的天然强度，充分固结的条件也使试样土受扰动以及土样中夹薄砂层的影响都减到最低限度，从而使试验指标比较稳定。

用直剪仪进行固结快剪或快剪试验测得土的总应力强度指标后，还存在使用峰值还是将峰值打折扣后使用的问题。根据上海市标准地基基础设计规范的规定，采用直剪仪固结快剪峰值或快剪峰值确定抗剪强度指标，这种指标适用于计算土压力和整体稳定性。

直剪试验存在较多的缺点，如不能控制土样的排水条件，剪切面人为固定以及剪切面上的应力分布不均匀等。三轴试验则没有这些缺点。当进行三轴剪力试验时，可进行不固结不排水(UU)或固结不排水(CU)两种状态的试验，提供总应力和有效应力两类抗剪强度指标。

当无可靠的抗剪强度试验资料时，可参照表 2-4 的数值选用。

表 2-4 土的抗剪强度指标参考值

土 类	土 的 孔 隙 比							
	0.4~0.5	0.5~0.6	0.6~0.7	0.7~0.8	0.8~0.95	0.95~1.0	1.0~1.5	>1.50
粉细砂	$c' = 0$ $\varphi' = 34 \sim 36$	$c' = 0$ $\varphi' = 32 \sim 34$	$c' = 0$ $\varphi' = 30 \sim 32$					
粉 土	$c = 3 \sim 6$ $\varphi = 23 \sim 25$	$c = 2 \sim 4$ $\varphi = 22 \sim 24$	$c = 0 \sim 3$ $\varphi = 21 \sim 23$	$c = 0$ $\varphi = 19 \sim 21$				
粉质粘土		$c = 30 \sim 40$ $\varphi = 18 \sim 20$	$c = 20 \sim 30$ $\varphi = 16 \sim 18$	$c = 15 \sim 20$ $\varphi = 14 \sim 16$	$c = 10 \sim 15$ $\varphi = 12 \sim 14$	$c = 6 \sim 10$ $\varphi = 10 \sim 12$		
粘 土		$c = 40 \sim 50$ $\varphi = 14 \sim 16$	$c = 30 \sim 40$ $\varphi = 12 \sim 14$	$c = 15 \sim 20$ $\varphi = 10 \sim 12$	$c = 5 \sim 10$ $\varphi = 8 \sim 10$			
淤泥质土							$c = 10 \sim 15$	$c = 5 \sim 10$
淤 泥							$\varphi = 6 \sim 8$	$\varphi = 4 \sim 6$

注：1. 表中  $c$  和  $c'$  以 kPa 计， $\varphi$  以度计。

2. 对粘性土填土可按类似状态的天然土查得  $c$ 、 $\varphi$  值后乘以 0.6~0.8 的折减系数。

3. 对杂填土可取  $\varphi = 15 \sim 25^\circ$ ，粗颗粒含量多、年代久者取高值，反之取低值， $c$  值不计。

## 2.4.2 粘性土土压力的计算

为了使库仑理论扩大使用于粘性土，或为了简化计算，直接用砂性土的朗金理论式 (2-9) 计算粘性土的土压力，在工程实践中较为广泛地采用等效内摩擦角法。

等效内摩擦角，就是将粘性土的内聚力折算成内摩擦角，经折算后的内摩擦角称之为等效内摩擦角或等值内摩擦角，用  $\varphi_D$  表示。目前工程中采用下面两种方法来计算  $\varphi_D$ 。

(1) 根据抗剪强度相等的原理，等效内摩擦角  $\varphi_D$  可从土的抗剪强度曲线上，通过作用在基坑底面标高上的土中垂直应力  $\sigma_1$  求出 (图 2-26)

$$\varphi_D = \arctan \left( \tan \varphi + \frac{c}{\sigma_1} \right) \quad (2-64)$$

式中  $\sigma_1$ 、 $c$ 、 $\varphi$  —— 见图 2-27。

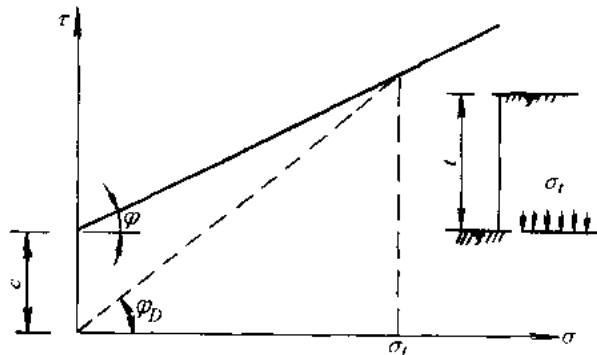


图 2-27 等效内摩擦角  $\varphi_D$  的计算

(2) 根据土压力相等的概念来计算等效内摩擦角  $\varphi_D$  值 为了使问题简化, 假定墙背竖直、光滑; 墙后填土与墙齐高, 土面水平。

有粘聚力的土压力计算式 (2-13)

$$E_{a1} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2cH \tan \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{2c^2}{\gamma}$$

按等效内摩擦角土压力计算式

$$E_{a2} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi_D}{2} \right)$$

令  $E_{a1} = E_{a2}$ , 就可求得

$$\begin{aligned} \tan \left( 45^\circ - \frac{\varphi_D}{2} \right) &= \tan \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{2c}{\gamma H} \\ \varphi_D &= 2 \left\{ 45^\circ - \arctan \left[ \tan \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{2c}{\gamma H} \right] \right\} \end{aligned} \quad (2-65)$$

### 2.4.3 墙体位移对土压力的影响

前已指出: 挡土墙向前移动或转动时, 土压力逐渐减小到最小值——主动土压力, 而墙挤向填土时, 则土压力逐渐增加到最大值——被动土压力。那么, 土压力随着挡土墙位移的变化究竟是怎样的呢? 试验表明: 当墙土墙顶部的位移等于墙高的 0.1%~0.5% 时, 砂性填土上的土压力就降低到主动土压力; 砂性填土要达到被动土压力, 则挡土墙顶部的位移要大得多, 约为墙高的 5% 左右或更大。

挡土墙位移对土压力的影响大致上有下列几种情况:

1) 当墙顶固定, 下端向外移动时, 土压力是呈抛物线 (图 2-28a);

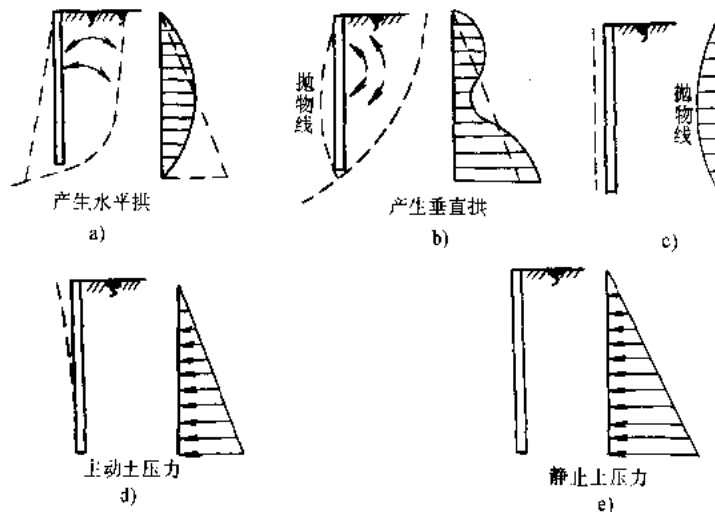


图 2-28 不同的墙体变位产生不同的土压力

2) 当墙上下两端固定, 而墙中央向外鼓出时, 土压力呈马鞍形 (图 2-28b);

- 3) 当墙作平行向外移动时, 土压力呈抛物线状 (图 2-28c);
- 4) 当墙只是绕下端中心向外倾移时, 才会产生一般的主动土压力 (图 2-28d);
- 5) 只有当墙完全不移动时, 才可能产生静止土压力 (图 2-28e)。

日本森重龙马对作用在墙体上的土压力, 建议根据墙体变形进行增减修正。假定墙两侧的土处于弹性变形状态, 并按文克尔的基床系数法来求墙上的土压力。

设地基完全没有变位时 (图 2-29a), 墙两侧考虑为静止土压力  $p_0$ 。

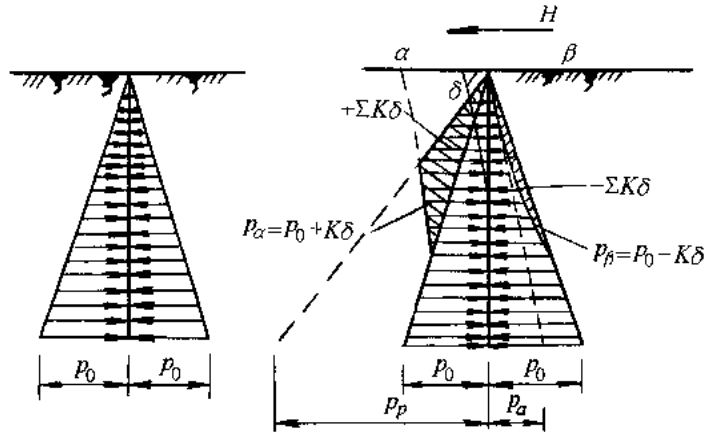


图 2-29 墙的变位和土压力的增减修正

在墙承受外力而产生变形时, 如墙的任何一点  $m$  的水平变位量为  $\delta$ , 则作用在  $m$  处的土压力  $p$ , 在图 2-29b 上中被挤压的  $\alpha$  侧 (即被动侧), 将增加  $K_h \delta$  值,  $K_h$  为墙的水平地基基床系数, 于是该侧的土压力为

$$p_\alpha = p_0 + K_h \delta \quad (2-66)$$

式中  $p_\alpha$ ——被动侧作用于墙上计算位置的土压力强度;  
 $p_0$ ——同一计算位置的静止土压力强度;  
 $K_h$ ——墙的水平地基基床系数;  
 $\delta$ ——计算位置的墙的水平位移量。

在地基松弛的一侧, 即图中的  $\beta$  侧 (主动侧), 土压力将减小  $K_h \delta$  值, 于是该侧的土压力为

$$p_\beta = p_0 - K_h \delta \quad (2-67)$$

式中  $p_\beta$ ——主动侧作用于墙上计算位置的土压力强度。

随着位移的增加, 被动侧的土压力逐渐增大, 但是当达到某一极限状态,  $\delta$  值增加而土压力不再增加, 则这个极限值的土压力大致为被动土压力。同样, 主动侧的土压力, 随着位移的增加而土压力减小, 一到某一极限值,  $\delta$  值虽然增大而土压力不再减小, 则这个极限值考虑大致为主动土压力, 用公式表达为

$$\left. \begin{array}{l} \text{被动侧} \quad p_\alpha = p_0 + K_h \delta < p_p \\ \text{主动侧} \quad p_\beta = p_0 - K_h \delta > p_a \end{array} \right\} \quad (2-68)$$

式中  $p_p$ ——计算位置的墙的被动土压力强度;  
 $p_a$ ——计算位置的墙的主动土压力强度;

采用这种方法修正土压力，往往要多次反复计算，才能逐步取得比较合理的结果。  
 静止土压力减小到主动土压力，或增大到被动土压力，需要刚性墙作水平移动或转动（图 2-30）。布林奇—汉森（Brinch-Hansen）认为这种位移  $\delta$  的数量级为

$$\begin{aligned} \text{对于主动土压力} \quad \delta_a &= 0.001H \\ \text{对于被动土压力} \quad \delta_p &= 0.01H \end{aligned} \quad (2-69)$$

式中  $H$ ——墙高。

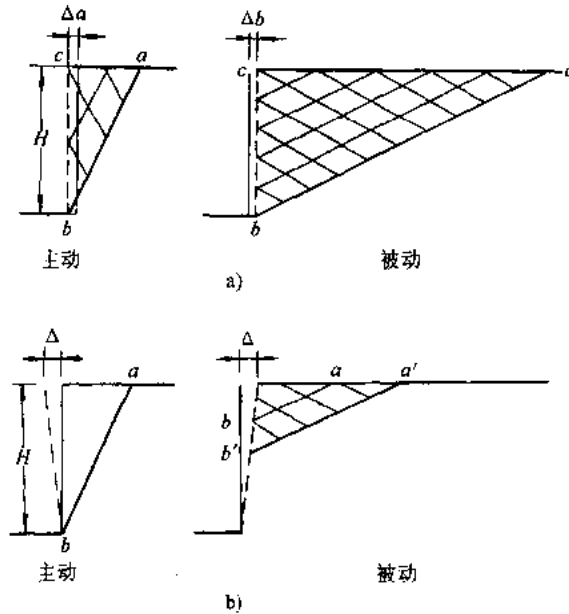


图 2-30 出现主动土压力和被动土压力时墙体的变形

a) 由于墙体水平位移引起主动及被动应力状态 b) 墙体绕墙趾转动时的情况

砂土和粘土中产生主动和被动土压力所需的墙顶位移见表 2-5 所示。

表 2-5 产生主动和被动土压力所需的墙顶位移

土类	应力状态	运动形式	所需位移
砂土	主动	平行于墙体	$0.001H$
	主动	绕墙趾转动	$0.001H$
	被动	平行于墙体	$0.05H$
	被动	绕墙趾转动	$>0.1H$
粘土	主动	平行于墙体	$0.004H$
	主动	绕墙趾转动	$0.004H$
	被动	—	—

注：本表摘自 H.F.温特科恩、方晓阳主编《基础工程手册》。

根据以上数据，对于一般基坑支护结构产生主动土压力所需的墙体位移比较容易出现，而产生被动土压力所需位移数量较大，往往为设计所不允许。因此，在选择计算方法前，

很有必要考虑这种变形方面的情况，当计算时考虑极限平衡时，这一点尤为重要。

#### 2.4.4 水土压力量测及其成果

作用在挡墙上的水土压力分布情况，直接影响挡墙结构的稳定性和结构内力，它是挡墙设计计算的根据。目前有关水土压力的分布规律虽有各种理论，但都不太完善。为了研究实际水土压力的大小及分布规律，需要借助现场实测，研究随时间变化情况。

目前水土压力量测主要采用两种方法，一种是直接量测法，即将土压力盒埋设在挡墙与土的接触面上，量测作用在挡墙上的总的水土压力。或者除了埋设土压力盒外，可同时在土中埋设孔隙水压力计，这样除了压力盒可测到总压力外，可同时测到这一位置相应的水压力。另一种是间接量测法，即量测支撑上的轴力，然后推算出作用在挡墙上的土压力。

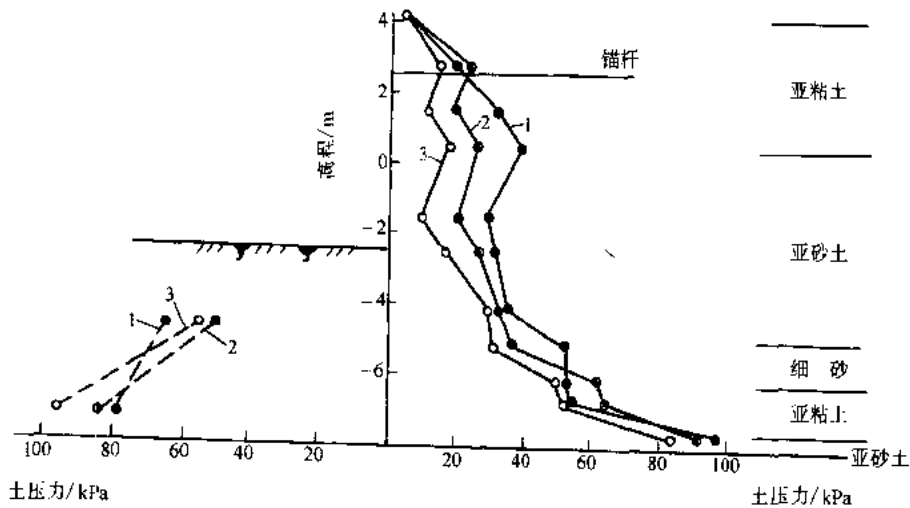


图 2-31 钢筋混凝土板桩码头港池开挖土压力实测结果

1—开挖前土压力分布（1965，11，11） 2—开挖后土压力分布（1966，11，19）

3—开挖后稳定土压力分布（1960，5，25）

图 2-31 为一单锚钢筋混凝土板桩码头开挖前后的实测土压力（即水上压力总和）分布曲线。板桩长 11.5m，开挖后岸壁高 7.0m，板桩插入深度 4.5m。板桩内埋设钢弦式土压力盒量测土压力。从图中可见，板桩上土压力的大小和分布情况随板桩前港池的开挖、板桩的变形、入土深度及土的性质而变。图中墙后曲线 1 为开挖前的主动土压力，随着开挖过程中板桩变形的加大而减小，曲线 2 为开挖后的土压力分布，曲线 3 为开挖后稳定的土压力分布。板桩前的被动土压力在开挖过程中上部减小，下部加大。上部减小是由于开挖时上覆荷重减小而使土压力减小的数值大于板桩变形增加的被动土压力值。下部由于开挖产生的被动土压力较大的缘故。板桩变形和土压力稳定后，被动土压力曲线 3 均较曲线 2 加大。

## 第3章 深层搅拌桩支护

### 3.1 概述

深层搅拌桩是加固软土地基的一种新方法，它是利用水泥、石灰等材料作为固化剂，通过深层搅拌机械，将软土和固化剂（浆液或粉体）强制搅拌，利用固化剂和软土之间所产生的一系列物理—化学反应，使软土硬结成具有整体性、水稳定性和一定强度的桩体。

二次大战后，美国首先研制了水泥就地搅拌桩（MIP），桩径 0.3~0.4m，长度 10~12m。50 年代引入日本，1974 年由日本港湾技术研究所等合作研制成功水泥搅拌固化法（CMC 法）。1977 年国内由冶金部建筑研究总院和交通部水运规划设计院开始进行深层搅拌法的室内试验和机械研制工作。1978 年制造出国内第一台 SJB—1 型双轴搅拌机。1980 年天津市机械施工公司等首先改制成单轴深层搅拌机。1983 年铁道部第四勘测设计院等开始进行粉体喷射搅拌法加固的试验研究。1990 年日本大玻防水建设社研制开发了一种新的搅拌施工工艺 RR 工法，施工时搅拌头上下、左右、旋转翻滚成桩，一次成桩单元桩体直径达 2m。

深层搅拌法最适宜于各种成因的饱和软粘土，包括淤泥、淤泥质土、粘土和粉质粘土等。加固深度从数米至 50~60m，国内最大深度可达 15~18m。一般认为含有高岭石、多水高岭石与蒙脱石等粘土矿物的软土加固效果较好；含有伊里石、氯化物等粘性土以及有机质含量高、酸碱度（pH 值）较低的粘性土的加固效果较差。

上海地区 5~7m 开挖深度的基坑，其挡土结构过去多采用钢板桩。由于钢板桩打桩、拔桩时，施工噪声大、振动大、对土体扰动大，施工时产生较大的变形，隔水性能差，周围建筑物及地下管线会引起较大的沉降与位移。

我国宝钢工程在 80 年代初开始应用搅拌桩代替钢板桩作支护结构获得成功。国内多采用格栅形式，即重力坝式挡墙。这种支挡结构不透水，不设支撑，使基坑能在敞开的条件下开挖，而使用的材料仅水泥而已，因此具有较好的经济效益，深受欢迎。近几年来被广泛用于 5~7m 深基坑围护结构。

### 3.2 水泥土的加固机理与特性

#### 3.2.1 水泥土的加固机理

水泥加固土的物理化学反应过程与混凝土的硬化机理不同。混凝土的硬化主要是水泥在粗细填充料中进行水解和水化作用，所以凝结速度较快。在水泥加固土时，由于水泥的

掺量很小（仅占被加固土重的 7%~15%），水泥的水解和水化反应完全是在具有一定活性的介质——土的围绕下进行，所以硬化速度缓慢且作用复杂，因此水泥加固土的强度增长过程也比混凝土缓慢。

水泥土加固基本原理是水泥与土经搅拌后发生一系列的化学反应而逐步硬化，其主要反应有：

(1) 水泥的水解和水化反应 普通硅酸盐水泥主要由氧化钙、二氧化硅等氧化物分别组成了不同的水泥矿物：硅酸三钙、硅酸二钙、铝酸三钙等。用水泥加固软土时，水泥颗粒表面的矿物很快与软土中的水发生水解和水化反应，生成氢氧化钙、含水硅酸钙、含水铝酸钙等化合物。

(2) 粘土颗粒与水泥水化物的作用 当水泥的各种水化物生成后，有的自身继续硬化，形成水泥石骨架；有的则与其周围具有一定活性的粘土颗粒发生反应。

(3) 碳酸化作用 水泥水化物中游离的氢氧化钙能吸收水中和空气中的二氧化碳，发生碳酸化反应，生成不溶于水的碳酸钙。

水泥土加固的反应过程如图 3-1 所示。

由水泥加固土的机理可见，由于机械的切削搅拌作用，实际上不可避免地会留下一些未被粉碎的大小土团。在拌入水泥后将出现水泥浆包裹土团现象，土团之间的大孔隙基本上被水泥颗粒填满。所以加固后的水泥土中形成在大小土团中没有水泥，其周围则水泥较多的情况。只有经过较长的时间，土团内的土颗粒在水泥水解产物渗透作用下，才逐渐改变其性质。因此，水泥土中不可避免地会有强度较大和水稳定性较好的水泥石区和强度较低的土块区。两者在空间相互交替，从而形成一种独特的水泥土结构。可以定性地说，水泥和土之间的强制搅拌越充分，土块被粉碎得越小，水泥分布到土中越均匀，则水泥土结构强度的离散性越小，其宏观的总体强度也越高。

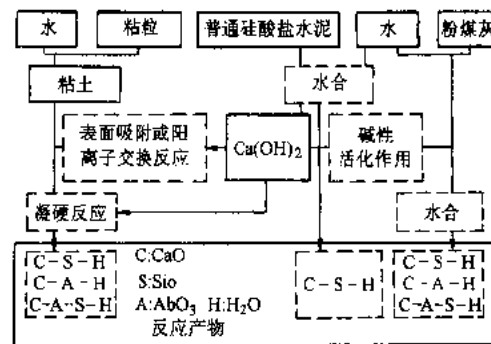


图 3-1 水泥和土的化学反应

### 3.2.2 水泥土的特性

水泥土中一般采用 425 号普通硅酸盐水泥或矿渣水泥。水泥浆水灰比可选用 0.4~0.5。水泥掺入量为所加固土重的 7%~15%。

根据水泥土室内试验结果：水泥土的容重略大于软土，约比软土大 0.7%~2.3%，含水量小于软土。无侧限抗压强度  $q_u$  一般为 0.5~4.0MPa。抗拉强度  $\sigma_t=0.15\sim0.25q_u$ 。内聚力  $c=0.2\sim0.3q_u$ ，内摩擦角  $\varphi=20^\circ\sim30^\circ$ 。变形模量  $E_{50}=120\sim150q_u$ （ $E_{50}$  为水泥土的应力达到破坏值的 50% 时的变形模量）。渗透系数  $k=10^{-7}\sim10^{-6}\text{cm/s}$ 。

水泥土的无侧限强度比天然软土大几十倍至数百倍。应力—应变特性如图 3-2 所示，其变形特征随强度不同而介于脆性体与弹塑性体之间。



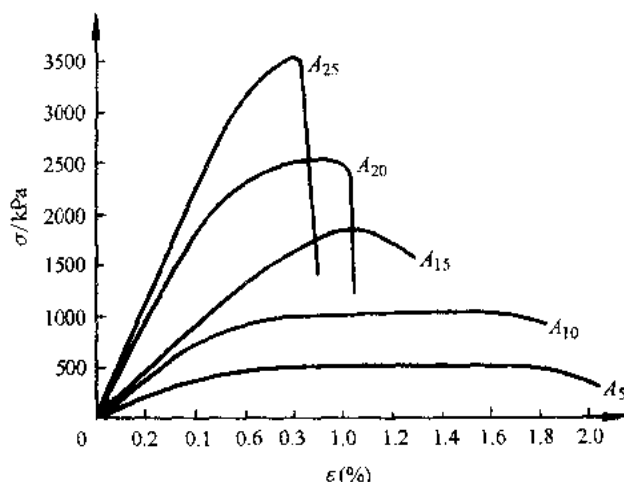


图 3-2 水泥土的应力—应变曲线

$A_5, 10, 15, 20, 25$  表示水泥掺入比  $\alpha_w=5, 10, 15, 20, 25\%$

水泥土受力开始阶段，应力与应变关系基本上符合虎克定律。当外力达到极限强度的70%~80%时，试块的应力和应变关系不再继续保持直线关系。当外力达到极限强度时，对于强度大于 2000kPa 的水泥土很快出现脆性破坏，破坏后残余强度很小，此时的轴向应变约为 0.8%~1.2%（如图 3-2 中的  $A_{20}$ 、 $A_{25}$  试件）；对于强度小于 2000kPa 的水泥土则表现为塑性破坏（图 3-2 中的  $A_5$ 、 $A_{10}$  和  $A_{15}$  试件）。

水泥土的强度与土的性质、水泥掺入比、外掺剂等因素有关，下面分别进行简述。

### 3.2.2.1 水泥掺入比的影响

水泥掺入比  $\alpha_w$  是指水泥重量与被加固的软土重量之比，即

$$\alpha_w \% = \frac{\text{参加的水泥重量}}{\text{被加固的软土重量}} \times 100\%$$

水泥土的强度随水泥掺入比的增加而增大（图 3-3），在实际工程中，水泥土的水泥掺入比常选用  $\alpha_w=7\% \sim 15\%$ ，一般情况下不宜小于 12%。

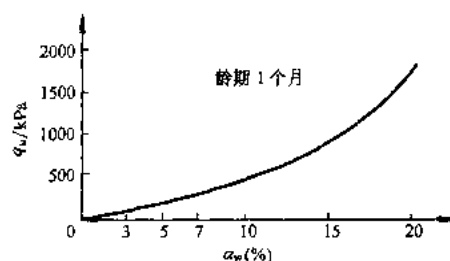


图 3-3 水泥掺入比与强度的关系

### 3.2.2.2 龄期的影响

水泥土的强度随着龄期的增长而增大，如图 3-4 所示。从图中可见，一般在龄期超过 28 天后，强度仍有明显增加。当龄期超过三个月后，水泥土的强度增长才减缓。因此选用三个月龄期的强度作为水泥土的标准强度较为适宜。

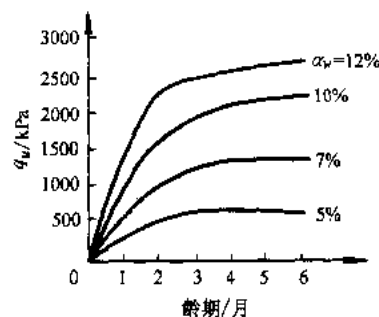


图 3-4 水泥土龄期与强度的关系

### 3.2.2.3 不同土质的影响

不同土类对水泥土的强度有很大影响，图 3-5 为砂质粉土与淤泥质粘土的水泥土的应力应变曲

线。这两种水泥土其水泥掺入比均为 13%，水泥均为 425 号普通硅酸盐水泥，龄期均为 28 天，其加固后的 28 天的水泥土无侧限抗压强度有明显差异，分别为

$$\begin{aligned} \text{砂质粉土水泥土} & \quad q_u=841\text{kPa} \\ \text{淤泥质粘土水泥土} & \quad q_u=370\text{kPa} \end{aligned}$$

### 3.2.2.4 土中有机质的影响

土中有机质含量对水泥土的强度影响如图 3-6 所示，这两种土样均为某地海相沉积的淤泥质土，I 土有机质含量为 1.3%（质量分数），II 土的质量分数为 10.01%。由图可见有机质含量少的水泥土强度比有机质含量高的水泥土强度高得多。由于有机质使土具有较大的水容量和塑性，较大的膨胀性和低渗透性，并使土具有酸性，这些因素都阻碍水泥水化反应的进行。因此有机质含量高的软土，单纯用水泥加固的效果较差。

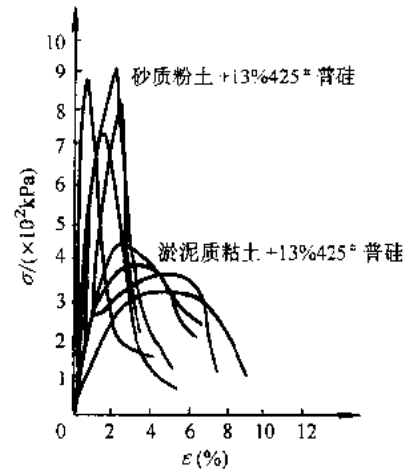


图 3-5 不同土质的水泥土的应力-应变曲线

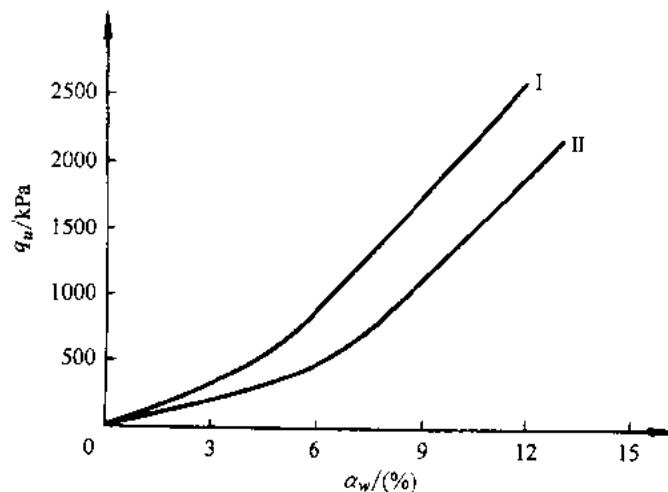


图 3-6 有机质含量与水泥土强度关系曲线

表 3-1 为取自不同地区的淤泥，有机质各组份对水泥土的无侧限抗压强度的影响，其中以有机碳和富里酸含量的影响较为明显。有机碳与富里酸含量愈高，则水泥土的强度愈低。有机质会延缓水泥的水化反应进程或使水化产物解体，破坏水泥土结构的形成，影响水泥土强度增长。在有机质含量高的土中，应慎用水泥搅拌法，必要时得增加水泥掺合比或选用早强型的外掺剂。

表 3-1 土样有机质含量<sup>①</sup>及水泥土无侧限抗压强度

序号	酸碱度 (pH)	有机碳 (%)	胡敏素 (%)	胡敏酸 (%)	富里酸 (%)	土样外观	抗压强度/MPa		
							7天	28天	90天
1	7.40	0.73	0.544	0.081	0.105	灰色	1.28	2.54	3.32
2	4.70	1.37	1.078	0.166	0.126	灰色	1.03	1.89	2.29
3	6.84	1.58	1.280	0.100	0.200	深灰色	0.42	1.16	1.52
4	7.13	1.11	0.830	0.090	0.190	深灰色	0.51	0.84	1.12
5	8.37	2.93	2.590	0.151	0.189	黑灰色	0.50	0.80	0.94

① 有机质含量皆指质量分数

### 3.2.2.5 粉煤灰对强度的影响

掺加粉煤灰的水泥土，其强度一般比不掺粉煤灰的有所增长，如图 3-7 所示。不同水泥掺入比的水泥土，当掺入与水泥等量的粉煤灰后，强度均比不掺粉煤灰的提高 10%，因此采用深层搅拌法加固软土时掺入粉煤灰，不仅可利用工业废料，还可稍微提高水泥土的强度。

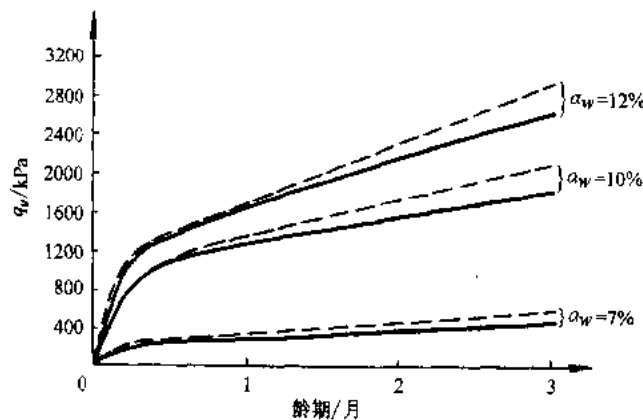


图 3-7 粉煤灰对水泥土强度的影响

——不掺粉煤灰的水泥土； - - - 掺粉煤灰的水泥土

### 3.2.2.6 外掺剂对强度的影响

常用的外掺剂有木质素磺酸钙、石膏、碳酸钠、氯化钙、三乙醇胺等。根据工程需要可选用早强、缓凝及减水等性能的外掺剂。

不同的外掺剂对水泥土强度有着不同的影响，例如木质素磺酸钙对水泥强度增长影响不大，主要起减水作用。因为水泥浆的水灰比对水泥土的强度有很大影响，由于软土中的含水量已很高，水灰比不应大于 0.5~0.6，水泥浆的稠度须满足泵送要求，故水泥浆中必须掺加减水剂，例如木质素磺酸钙。一般掺量为小泥用量的 0.2%，当增至 0.25%时，减水效

果无明显变化。

早强剂可选用三乙醇胺、氯化钙、碳酸钠或水玻璃等，其掺量宜分别为水泥重量的 0.05%、2%、0.5%及 2%。

石膏兼有缓凝和早强作用，它与水泥水化物反应生成的钙矾石结晶，能大量吸附软土中的自由水分，因此对水泥土有增强作用。此外，在水泥硬化过程中，还具有一定的缓凝作用，所以又有利于搅拌施工，一般掺入量为水泥用量的 2%。

### 3.3 深层搅拌桩支护的设计与计算

#### 3.3.1 深层搅拌桩支护的设计原则与型式

如前所述，搅拌桩是一种具有一定刚性的脆性材料所构成，其抗拉强度比抗压强度小得多，在工程中要充分利用抗压强度高的优点，回避其抗拉强度低的缺点。“重力坝”式挡墙就是利用结构本身自重和抗压不抗拉的一种结构型式。

挡土结构方案确定时应遵循以下原则：

- 1) 技术先进；
- 2) 施工可行；
- 3) 安全可靠；
- 4) 经济合理。

进行挡土结构设计时应综合考虑下列因素：

- 1) 基坑的几何尺寸、形状、开挖深度；
- 2) 工程地质、水文地质条件：土层分布及其物理力学性质，地下水情况；
- 3) 支护结构所受的荷载及大小；
- 4) 基坑周围的环境、建筑、道路交通及地下管线情况。

深层搅拌桩支护结构是将搅拌桩相互搭接而成，平面布置可采用壁状体，如图 3-8 所示。若壁状的挡墙宽度不够时，可加大宽度，做成格栅状支护结构，即在支护结构宽度内，不需整个土体都进行搅拌加固，可按一定间距将土体加固成相互平行的纵向壁，再沿纵向按一定间距加固肋体，用肋体将纵向壁连接起来，图 3-9 为几种格栅状挡土结构的平面布置图。这种挡土结构目前常采用双头搅拌机进行施工，一个头搅拌的桩体直径为 700mm，两个搅拌轴间的距离为 500mm，搅拌桩之间的搭接距离为 200mm。

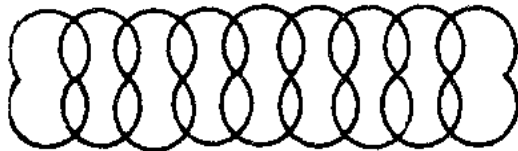


图 3-8 壁状支护结构

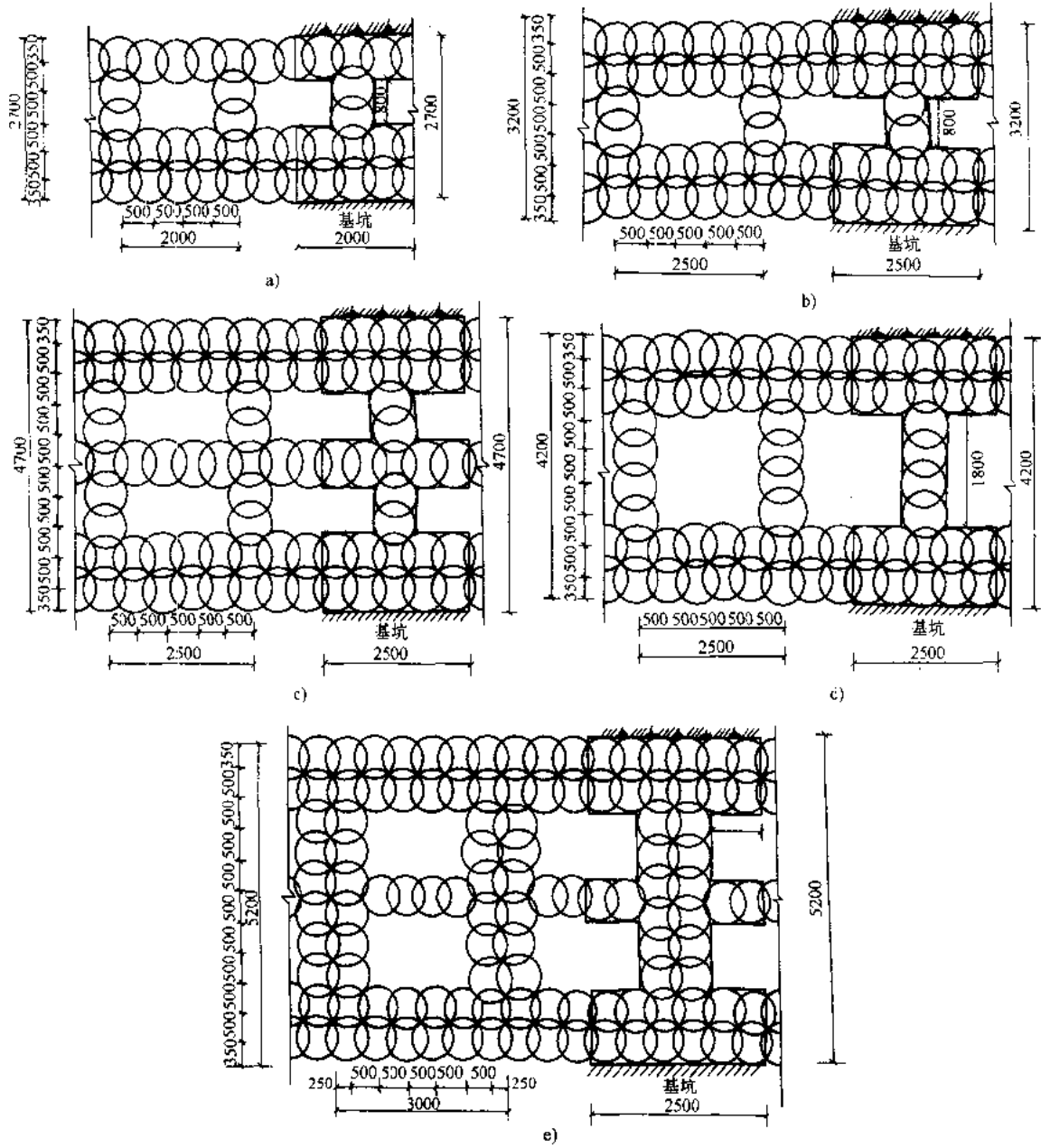


图 3-9 几种格栅状混凝土挡土结构的平面图

根据使用要求和受力特性，搅拌桩挡土结构的断面型式如图 3-10 所示。

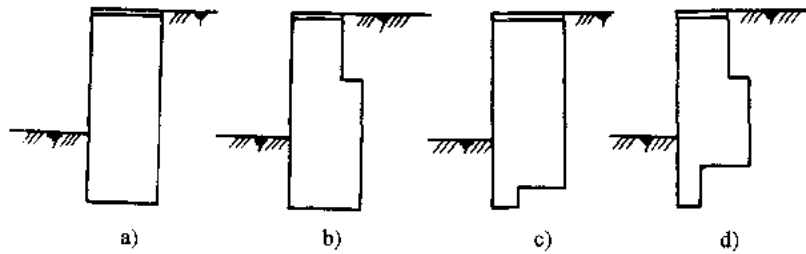


图 3-10 搅拌桩支护结构几种断面型式

### 3.3.2 混凝土挡墙的计算

#### 3.3.2.1 刚性自立式挡墙的破坏模式

(1) 倾复破坏 如图 3-11a 所示, 由于墙身入土太浅或宽度不足, 当地面堆载过多或重载车辆在坑边频繁行驶, 都可能导致倾复破坏。

(2) 地基整体破坏 如图 3-11b 所示, 当开挖深度较大, 基底土又十分软弱时, 特别当地面存在大量堆载(堆土)时, 地基土连同支挡结构一起滑动。地基整体破坏造成的危害极大, 往往伴随着地面大量下陷及坑底隆起, 也可能推动坑内主体结构工程桩一起位移。

(3) 墙趾外移破坏 如图 3-11c 所示, 当挡土结构插入深度不够, 坑底土太软或因管涌及流砂所削弱, 可能发生墙趾外移所引起的破坏。

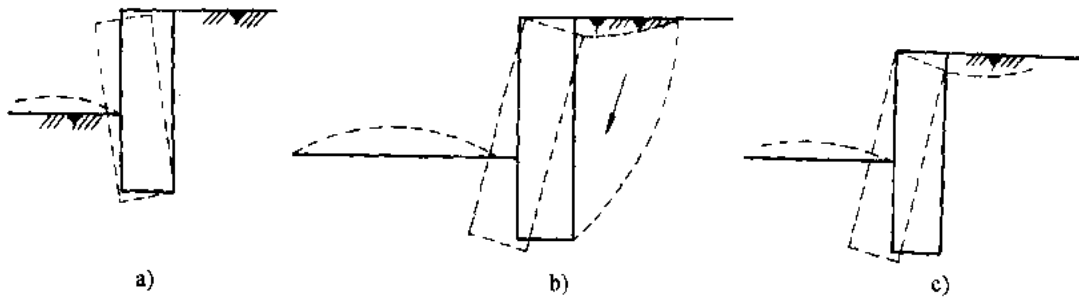


图 3-11 混凝土挡墙的破坏型式

#### 3.3.2.2 水泥搅拌桩挡墙的计算

根据土质情况和基坑开挖深度, 先按经验设定桩长和墙的宽度:

桩长:  $L = (1.8 \sim 2.2) H$

挡墙宽度:  $B = (0.7 \sim 0.95) H$

式中  $H$ ——基坑开挖深度。

水泥搅拌桩挡墙(图 3-12)的计算包括抗滑动、抗倾覆及整体稳定性等。

(1) 抗滑稳定性验算

$$K_h = \frac{\text{墙体抗滑力}}{\text{墙体滑动力}} = \frac{W\mu + E_p}{E_a} \quad (3-1)$$

或

$$K_h = \frac{W \tan \varphi_0 + C_0 B + E_p}{E_a} \quad (3-2)$$

式中  $W$ ——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);

$\mu$ ——墙体基底与土的摩擦系数, 当无试验资料时, 可按下列土类取值:

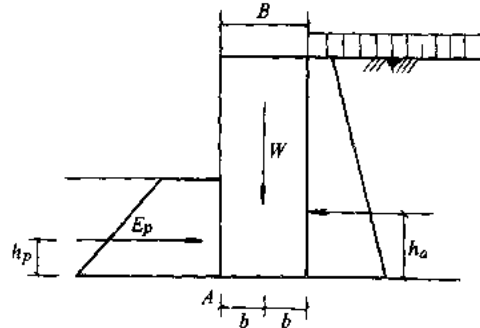


图 3-12 水泥搅拌桩挡墙的计算

淤泥质土:  $\mu=0.20\sim 0.25$

粘性土:  $\mu=0.25\sim 0.40$

砂土:  $\mu=0.40\sim 0.50$

$\varphi_0$ ——墙底处土层的内摩擦角 ( $^\circ$ );

$C_0$ ——墙底处土层的粘聚力 (kPa);

$K_h$ ——抗滑稳定安全系数, 取值 1.3。当对位移要求较严格时, 可适当提高; 当基坑边长小于 20m 时, 可适当减小。

## (2) 抗倾覆稳定性验算

$$K_0 = \frac{M_R}{M_0} = \frac{Wb + E_p h_p}{E_a h_a} \quad (3-3)$$

式中  $M_R$ ——抗倾覆力矩;

$M_0$ ——倾覆力矩;

$h_p$ ——被动土压力合力对墙趾 A 点的力臂;

$h_a$ ——主动土压力合力对墙趾 A 点的力臂;

$b$ ——墙体自重  $W$  对 A 点的力臂;

$K_0$ ——抗倾覆稳定安全系数, 可取  $K_0 \geq 1.4$ 。当对位移要求严格时, 可适当提高; 当基坑边长小于 20m 时, 可适当减小。

(3) 整体稳定性验算 当坑底存在软弱土层时, 应按圆弧滑动法验算挡墙的整体稳定性, 如图 3-13 所示。

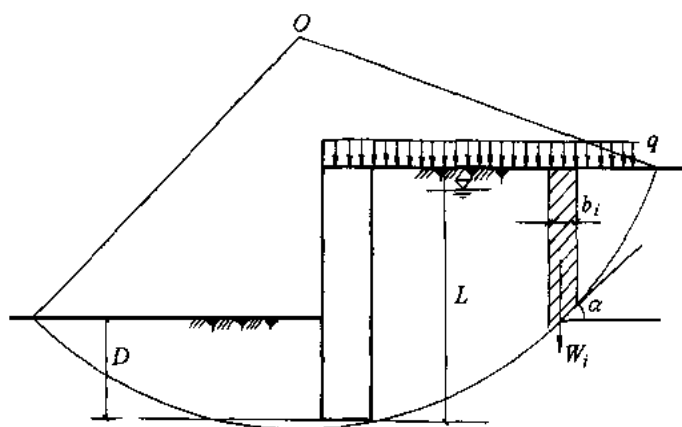


图 3-13 整体稳定性验算

$$K = \frac{\sum_{i=1}^n c_i l_i + \sum_{i=1}^n (q_i b_i + w_i) \cos \alpha_i \tan \varphi_i}{\sum_{i=1}^n (q_i b_i + w_i) \sin \alpha_i} \quad (3-4)$$

式中  $c_i$ ——第  $i$  土条滑动面上土的粘聚力 (kPa);

$l_i$ ——第  $i$  土条沿滑弧面的弧长 (m),  $l_i = \frac{b_i}{\cos \alpha_i}$

$b_i$ ——第  $i$  土条宽度 (m);

$q_i$ ——第  $i$  土条地面荷载 (kPa);

$w_i$ ——第  $i$  土条重力 (kN/m), 在无渗流时, 地下水位以上用土的天然重度计算, 地下水位以下取浮重度。当有渗流作用时, 对坑内外水位差之间的土, 在计算分母 (滑动力矩) 时取饱和重度, 在计算分子 (抗滑动力矩) 时取浮重度;

$\alpha_i$ ——第  $i$  土条沿滑弧中点的切线和水平线的头角 ( $^\circ$ )

$\varphi_i$ ——第  $i$  土条滑动面上土的内摩擦角 ( $^\circ$ )。

$K$ ——按总应力法计算的整体稳定安全系数,  $K \geq 1.20$ 。

一般最危险滑弧在墙底下 0.5~1.0m。当墙底下土层很差时, 应增大计算深度, 直至  $K$  值增大为止。验算切墙滑弧安全系数时, 墙体强度指标取  $\varphi=0$ ,  $C=(\frac{1}{10} \sim \frac{1}{15}) q_u$ , 当水泥土加固体无侧限抗压强度  $q_u > 1\text{MPa}$  时, 可不计算切墙滑弧安全系数。

(4) 墙体应力验算 在侧向土压力作用下, 墙身产生弯矩, 墙体偏心受压, 应验算墙体正应力与剪应力。

正应力:

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{W_i}{B_i} \left( 1 \pm \frac{6e_i}{B_i} \right) \quad (3-5)$$

$$\sigma_{\max} \leq \frac{q_u}{2}$$

$$|\sigma_{\min}| < \frac{q_l}{2} \quad (\text{当 } \sigma_{\min} < 0 \text{ 时})$$

式中  $e_i$ ——荷载作用于验算截面上的偏心距  $e_i = \frac{M_i}{W_i}$  (m);

$M_i$ ——验算截面以上土压力合力在该截面上产生的弯矩 (kN·m);

$B_i$ ——验算截面的宽度 (m);

$W_i$ ——验算截面以上的墙体重力 (kN/m);

$q_u$ ——水泥石抗压强度设计值 (kPa), 可取  $q_u = (\frac{1}{3} \sim \frac{1}{2}) f_{cu, k}$ ;

$q_l$ ——水泥石抗拉强度设计值 (kPa), 可取  $q_l = 0.15q_u$ ;

$f_{cu, k}$ ——与桩身水泥石配方相同的室内水泥石试块 (边长为 70.7mm 的立方体), 在标准养护条件下, 90 天龄期的单轴极限抗压强度平均值 (kPa)。也可用 7 天龄期抗

压强度  $f_{cu, 7}$  推算  $f_{cu, k}$ ,  $f_{cu, k} = \frac{f_{cu, 7}}{0.3}$ 。

剪应力:

$$\tau = \frac{E_{ai} - W_i \mu_1}{B_i} < \frac{q_j}{2} \quad (3-6)$$

式中  $E_{ai}$ ——验算截面以上的主动土压力 (kN/m);

$\mu_1$ ——墙体材料抗剪断系数, 取 0.4~0.5;

$q_j$ ——水泥石抗剪强度设计值 (kPa), 可取  $q_j = q_u / 3$ 。



(5) 挡墙基底地基承载力验算

$$\sigma_{\min} = \frac{W}{B} \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$\sigma_{\max} \leq 1.2f$$

$$\sigma_{\min} > 0$$
(3-7)

式中  $\sigma_{\max}$ ——基底边缘的最大压力 (kPa);  
 $\sigma_{\min}$ ——基底边缘的最小压力 (kPa);  
 $e$ ——荷载在墙基底面上的偏心距 (m);  
 $f$ ——经深度 (从基坑开挖深度算起) 修正后墙底地基土承载力 (kPa);  
 $W$ ——墙体自重 (kN / m);  
 $B$ ——墙体宽度 (m)。

(6) 抗渗计算 抗渗计算可采用 R.N.Davidenk 和 O.L.Franke 的方法进行, 计算图式如图 3-14 所示。当平面渗流时, 单位宽度的渗流量为

$$q = Kh \frac{1}{\zeta_1 + \zeta_2}$$
(3-8)

式中  $\zeta_1$ ——根据  $S_1/T_1$  及  $T_1/b=0$  查图 3-15 得到;  
 $\zeta_2$ ——根据  $S_2/T_2$  及  $T_2/b$  查得  
 $K$ ——土的渗透系数;

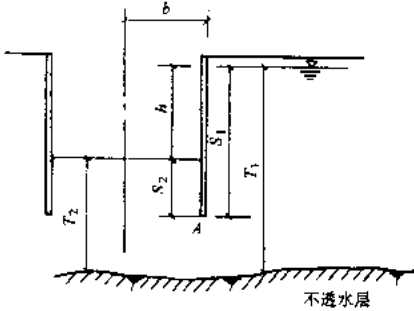


图 3-14 抗渗计算图式

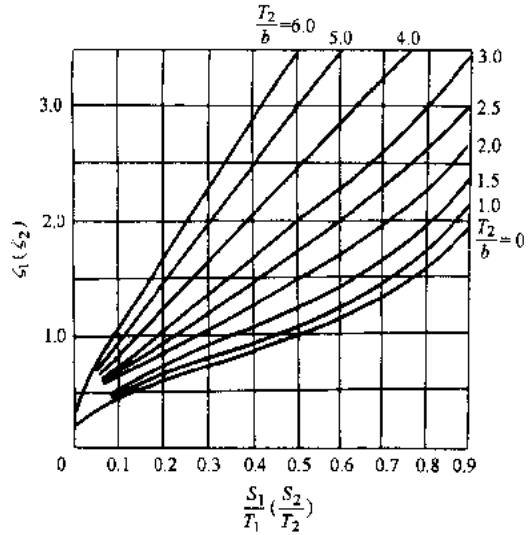


图 3-15 渗流计算曲线图

$T_1$ 、 $T_2$  都与不透水层深度有关, 不透水层深度可根据地质资料确定。无明显夹砂的粘土即可作为不透水层。

出口处 A 点的水头

$$h_F = \frac{h\zeta_2}{\zeta_1 + \zeta_2}$$
(3-9)

出口处的平均渗透坡降

$$J_F = \frac{h_F}{S_2} \quad (3-10)$$

要求  $J_F \leq \frac{J}{F_s} \quad (3-11)$

式中  $J$ ——临界坡降，对砂性土为 0.8~1.0；

$F_s$ ——安全系数，一般可取 1.5~3.0。

对粉砂土层，可取  $J/F_s=1/3$ ，或按同类工程的经验选取允许坡降标准。

对于圆形或方形基坑，应按三向渗流进行计算。同样，可先采用上述先查图 3-13 曲线，然后计算渗流量和出口处的逸出水头。

对圆形基坑

$$q = 0.8Kh \frac{1}{\zeta_1 + \zeta_2}$$

基坑总渗流量：

$$Q = 2\pi r q$$

式中  $r$ ——基坑半径。

出口处的水头

$$h_F = 1.3h \frac{\zeta_2}{\zeta_1 + \zeta_2} \quad (3-13)$$

对方形基坑

$$q = 0.75Kh \frac{1}{\zeta_1 + \zeta_2} \quad (3-14)$$

基坑总渗流量： $Q=4Lq$

式中  $L$ ——方形基坑的每边长度。

每边中点墙底逸出水头

$$h_F = 1.3h \frac{\zeta_2}{\zeta_1 + \zeta_2} \quad (3-15)$$

基坑角点墙底逸出水头

$$h_F = 1.7h \frac{\zeta_1}{\zeta_1 + \zeta_2} \quad (3-16)$$

可见角点的逸出坡降大于中点。

对长方形基坑，角点逸出水头按边长为短边的正方形基坑计算。当长宽比大于或接近 2 时，长边中点的逸出水头和基坑渗流量可按平面渗流计算。

对多边形基坑，可化成等代圆，半径  $r = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$ ，其中  $A$  为多边形基坑面积，然后按圆形基坑进行计算。

(7) 混凝土挡墙水平位移的计算 混凝土挡墙的水平位移是工程师们关心的问题，它直接影响周围建筑、道路和地下管线的安全。水平位移的计算可采用经验公式，弹性地基“m”法和非线性有限元法进行计算。

非线性有限元法计算，一般可假定为平面应变问题，土体为均质各向同性材料，其本构关系服从邓肯—张提出的非线性弹性模型。混凝土墙体为弹性体。基坑开挖是一个卸载

过程，邓肯—此模型可考虑卸载的影响。

水泥上挡墙墙顶位移可采用经验公式进行计算，当插入深度  $D = (0.8 \sim 1.2) H$  ( $H$  为基坑开挖深度)，墙宽  $B = (0.6 \sim 1.0) H$  时，可采用下列经验公式进行估算

$$\delta = \frac{H^2 L_{\max} \xi}{\eta D B} \quad (3-17)$$

式中  $\delta$ ——墙顶水平位移计算值 (mm)；

$L_{\max}$ ——基坑的最大边长 (m)；

$\xi$ ——施工质量系数，取  $0.8 \sim 1.5$ ；

$H$ ——基坑开挖深度 (m)；

$D$ ——墙体插入坑底以下的深度 (m)；

$\eta$ ——量纲换算系数，当  $\delta$  单位用 mm 时，取  $\eta = 1$ ；当  $\delta$  单位用 cm 时，取  $\eta = 10$ ；

$B$ ——搅拌桩墙体宽度 (m)。

重力式水泥土挡墙的弹性地基“m”法计算水平位移，是一种简化计算方法，它把地基看作线弹性体，即把侧向受力的地基土用一个个单独的弹簧来模拟，如图 3-16 所示。弹簧之间互不影响，弹簧受力与其位移成比例，可以表示

$$p = K(z)y \quad (3-18)$$

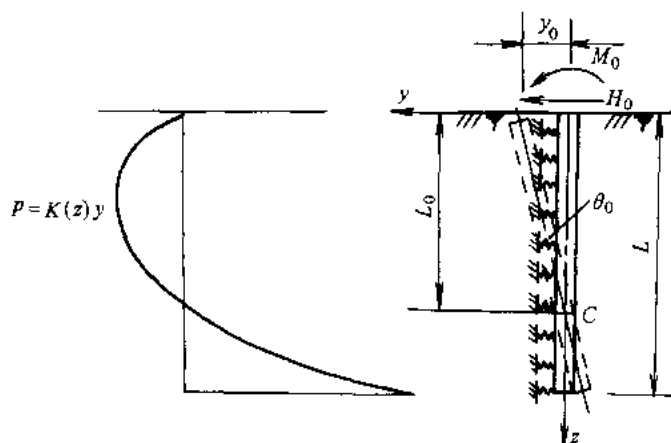


图 3-16 弹簧地基模型

式中  $p$ ——挡墙侧面的横向抗力；

$K(z)$ ——随深度化的基床系数；

$y$ —— $z$  处的水平位移值。

基床系数  $K$  与地基土的类型、物理力学性质有关。“m”法认为  $K$  随深度成正比增加，即

$$K = m z \quad (3-19)$$

式中  $m$ ——比例系数，其值根据试验实测确定，当无试验资料时，可参考表 3-2 选用。

重力式挡墙刚度为无限大时，在墙后水土压力作用下，将产生平移和转动，如图 3-17a 所示。沿  $B-B'$  截面把墙身截开，可以计算作用于  $B-B'$  截面上的弯矩  $M_0$  和剪力  $H_0$ 。取出

$B-B'$  面以下墙体为计算单元, 如图 3-17b 所示, 由于假设墙体刚度为无限大, 在外力作用下墙体以某一点  $O$  为中心作刚体转动, 若转角为  $\theta_0$ , 基坑底面处的水平位移为  $y_0$ , 则墙顶的水平位移可写为

表 3-2 比例系数  $m$  值 ( $\text{kN}/\text{m}^4$ )

地基土类	$m$ 值
淤泥、淤泥质土、饱和黄土	2500~5500
流塑和流塑的一般粘性土、松散粉细砂、松散填土	5500~14000
可塑的一般粘性土和湿陷性黄土、稍密和中密的填土	14000~32000
硬塑和坚硬的一般粘性土和湿陷性黄土、中密和中粗砂、密实老填土	32000~100000
中密和密实的砾砂和碎石类土	100000~300000

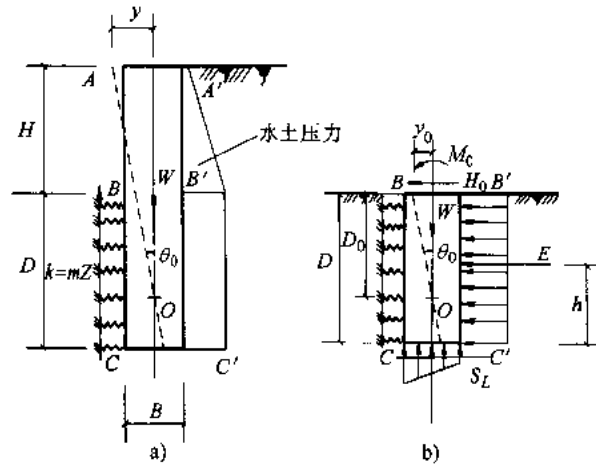


图 3-17 按“ $m$ ”法计算墙顶位移

$$y = y_0 + \theta_0 H \quad (3-20)$$

式中  $\theta_0$ ——墙身转角;  
 $y_0$ —— $B-B'$  断面处的水平位移;  
 $H$ ——基坑开挖深度。

$y_0$  及  $\theta_0$  可按下列式计算

$$y_0 = \frac{24M'_0 - 8H'_0 D}{mD^3 + 36mI_B} + \frac{2H'_0}{mD^2} \quad (3-21)$$

$$\theta_0 = \frac{36M'_0 - 12H'_0 D}{mD^4 + 36mDI_B} \quad (3-22)$$

式中  $M'_0 = M_0 + H_0 D + Eh - W \cdot \frac{B}{2}$

$$H'_0 = H_0 + E - S_L$$

$S_L$ ——墙底土体提供的摩擦阻力,  $S_L=B \cdot C$ ;

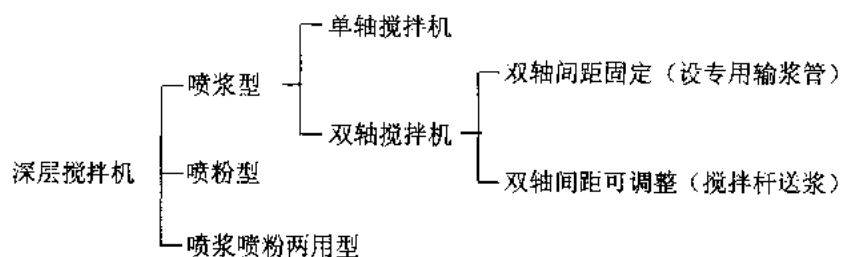
$C$ ——土的内聚力;

$I_B$ ——墙身截面的抵抗矩,  $I_B=B^3/12$

### 3.4 深层搅拌桩支护的施工要点

#### 3.4.1 施工机械

深层搅拌桩支护, 搅拌桩施工可采用湿法(喷浆)及干法(喷粉)施工, 目前湿法用得较多。我国目前生产的深层搅拌机主要可分为下述几类:



SJB-1 型深层搅拌机由冶金部建筑研究总院和交通部水运规划设计院合作研制, 如图 3-18 所示, 它主要包括:

(1) 动力部分 2×30kW 潜水电动机, 各自连接一台 2 级 2K-H 行星齿轮减速器。

(2) 搅拌部分 包括搅拌轴和搅拌头(带硬质合金齿的两叶片式, 直径 0.7~0.8m)。

(3) 输浆部分 由中心管(φ140mm; 每节长 2.45m)和穿在中心管内部的输浆管(φ68mm)以及单向球阀(球径 φ120mm)组成。中心管通过横向系板与搅拌轴连成整体。

目前国内常用的二轴搅拌机型式及参数如表 3-3 所示。

目前常用的桩架、底盘等组成, 轮管行走的深层搅拌机如图 3-19 所示。

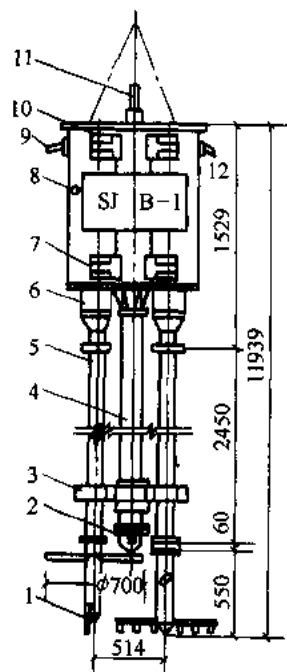


图 3-18 SJB-1 型深层搅拌机

- 1—搅拌头 2—球形阀 3—横向系板 4—中心管  
5—搅拌轴 6—减速器 7—导向滑块 8—电动机  
9—出水口 10—外壳 11—输浆管 12—进水口

表 3-3 目前国内常用的几种搅拌机技术参数

型 号	SJB-I	SJB-II	SJB-22D	SJB-37D
电动机功率/kW	2×30	2×40	22	2×18.5
搅拌头直径/mm	2×Φ700	2×Φ700	Φ600	Φ700
搅拌头数	2	2	1	1
搅拌头转速/r·min <sup>-1</sup>	43	43	46	45
额定转矩/N·m	2×6400	2×8500	4560	7500
搅拌头距离/mm	514	514		
一次性处理面积/m <sup>2</sup>	0.71	0.71	0.283	0.483
最大施工深度/m	10~12	15~18	12~15	15~18
喷注介质	喷浆	喷浆	粉浆两用	粉浆两用

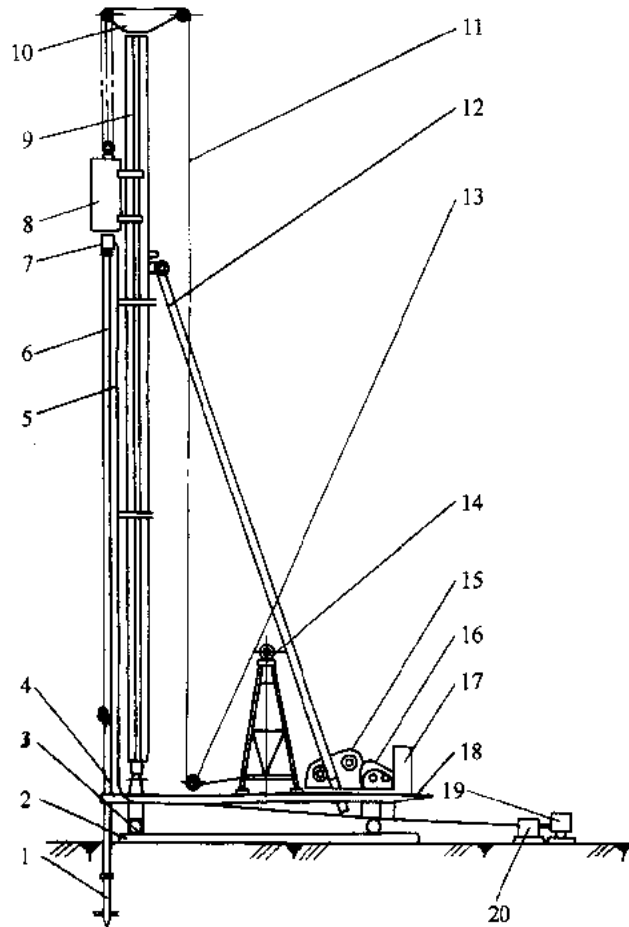


图 3-19 轮管行走的深层搅拌机

- 1—搅拌头 2—枕木 3—行走轮管 4—桩架底盘 5—水泥浆输送管 6—搅拌杆  
 7—回转密封头 8—动力头 9—立柱 10—顶部滑轮组 11—起吊钢丝绳 12—撑杆 13—定滑轮  
 14—整架滑轮车 15—主卷扬机 16—终位卷扬机 17—电器控制箱 18—工作台 19—水泥浆拌和机 20—挤压泵

### 3.4.2 施工方法

深层搅拌桩的施工工艺流程如图 3-20 所示。其施工过程大致为：

(1) 桩架定位及保证垂直度 深层搅拌机桩架到达指定桩位，对中。当地标高不符合设计要求或起伏不平时，应先进行开挖、整平。施工时桩位偏差应小于 5cm，桩的垂直度误差不超过 1%。

(2) 预搅下沉 待深层搅拌机的冷却水循环正常后，起动搅拌机电动机，放松起重机钢绳，使搅拌机沿导向架搅拌切土下沉，下沉速度可由电动机的电流表控制。工作电流不应大于 70A。如果下沉速度太慢，可从输浆系统补给清水以利钻进。

(3) 制备水泥浆 按设计要求的配合比拌制水泥浆，待压浆前将水泥浆倒入集料斗中。

(4) 提升、喷浆并搅拌 深层搅拌机下沉到设计深度后，开启灰浆泵将水泥浆压入地基土中，并且边喷浆、边旋转，同时严格按照设计确定的提升速度提升搅拌头。

(5) 重复搅拌或重复喷浆 搅拌头提升至设计加固深度的顶面标高时，集料斗中的水泥浆应正好排空。为使软土和水泥浆搅拌均匀，可再次将搅拌头边旋转边沉入土中，至设计加固深度后再将搅拌头提升出地面。

有时可采用复搅，复喷（即二次喷浆）方法。在第一次喷浆至顶面标高，喷完总量的 60% 浆量，将搅拌头边搅边沉入土中，至设计深度后，再将搅拌头边提升边搅拌，并喷完余下的 40% 浆量。

喷浆搅拌时搅拌头的提升速度不应超过 0.5m/min。

(6) 移位 桩架移至下一桩位施工。

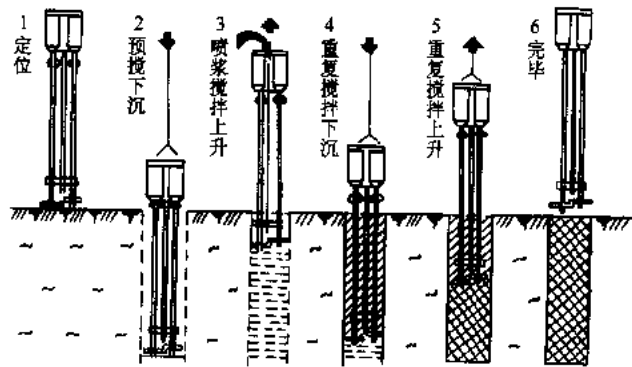


图 3-20 深层搅拌法施工工艺流程

### 3.4.3 质量控制与检验

深层搅拌桩的施工质量可通过施工记录、强度试验和轻便触探进行间接或直接的判断。

(1) 成桩施工期的质量检查 包括力学性能、原材料质量、掺合比的检查等。成桩时逐根检查桩位、桩底标高、桩顶标高、桩身垂直度、喷浆提升速度、外掺剂掺量、喷浆量均匀度、搭接厚度及搭接施工的间歇时间等。

(2) 施工记录 施工记录是现场隐蔽工程的施工实录，反映了施工工艺执行情况和施工中发生的各种问题。施工记录应详尽、完善、如实进行并由专人负责。用施工前预定的施工工艺进行对照，很容易判断施工操作是否符合要求。对施工中发生的如停电、机械故障、断浆等问题通过分析记录，也容易判断事故处理是否得当。

(3) 强度检验 在施工操作符合预定工艺要求的情况下，桩身强度是否满足设计要求是质量控制的关键。在搅拌桩支护的压顶路面浇捣前，可采用钻取水泥土桩芯或静力触探方法检验桩长和桩身强度，或用轻便触探检验桩顶 4m 范围内桩身强度。

(4) 基坑开挖期的检测 观察桩体软硬、墙面平整度和桩体搭接及渗漏情况，如不能符合设计要求，应采取必要的补救措施。



# 第 4 章 排桩支护

## 4.1 概述

基坑开挖时，对不能放坡或由于场地限制不能采用搅拌桩支护，开挖深度在 6~10m 左右时，即可采用排桩支护。排桩支护可采用钻孔灌注桩、人工挖孔桩、预制钢筋混凝土板桩或钢板桩等。

排桩支护结构可分为：

(1) 柱列式排桩支护 当边坡土质尚好、地下水位较低时，可利用土拱作用，以稀疏钻孔灌注桩或挖孔桩支挡土坡，如图 4-1a 所示。

(2) 连续排桩支护 (图 4-1b) 在软土中一般不能形成土拱，支挡桩应该连续密排。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树根桩把钻孔桩排连起来，如图 4-1c 所示。也可以采用钢板桩、钢筋混凝土板桩，如图 4-1d、e 所示。

(3) 组合式排桩支护 在地下水位较高的软土地区，可采用钻孔灌注桩排桩与水泥土桩防渗墙组合的形式，如图 4-1f 所示。

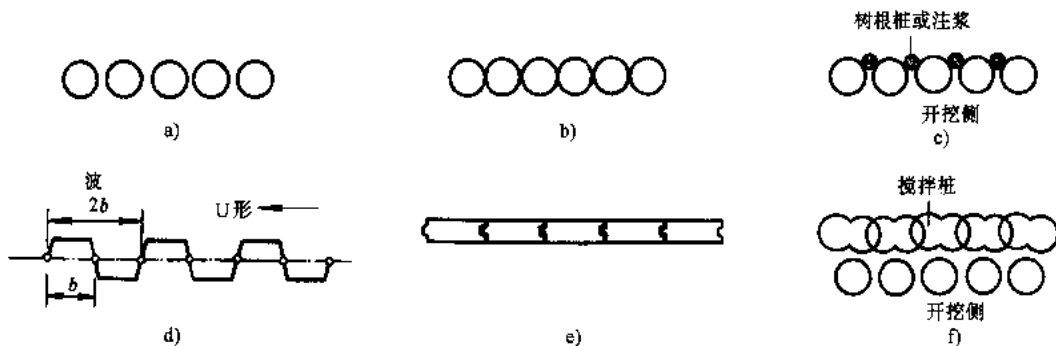


图 4-1 排桩支护的类型

按基坑开挖深度及支挡结构受力情况，排桩支护可分为以下几种。

- (1) 无支撑（悬臂）支护结构 当基坑开挖深度不大，即可利用悬臂作用挡住墙后土体。
- (2) 单支撑结构 当基坑开挖深度较大时，不能采用无支撑支护结构，可以在支护结构顶部附近设置一单支撑（或拉锚）。

(3) 多支撑结构 当基坑开挖深度较深时，可设置多道支撑，以减少挡墙的内力。

根据上海地区的施工实践，对于开挖深度 < 6m 的基坑，在场地条件允许的情况下，采用重力式深层搅拌桩挡墙较为理想。当场地受限制时，也可先用  $\phi 600\text{mm}$  密排悬臂钻孔桩，桩与桩之间可用树根桩封密，也可在灌注桩后注浆或打水泥搅拌桩作防水帷幕；对于开挖

深度在 4~6m 的基坑，根据场地条件和周围环境可选用重力式深层搅拌桩挡墙，或打入预制混凝土板桩或钢板桩，其后注浆或加搅拌桩防渗，设一道围檩和支撑，也可采用  $\phi 600\text{mm}$  钻孔桩，后面用搅拌桩防渗，顶部设一道圈梁和支撑；对于开挖深度为 6~10m 的基坑，常采用  $\phi 800\sim 1000\text{mm}$  的钻孔桩，后面加深层搅拌桩或注浆防水，并设 2~3 道支撑，支撑道数视土质情况、周围环境及围护结构变形要求而定；对于开挖深度大于 10m 的基坑，以往常采用地下连续墙，设多层支撑，虽然安全可靠，但价格昂贵。近来上海常采用  $\phi 800\sim 1000\text{mm}$  大直径钻孔桩代替地下连续墙，同样采用深层搅拌桩防水，多道支撑或中心岛施工法，这种支护结构已成功用于开挖深度达到 13m 的基坑。

排桩支护的计算，包括墙体静力计算、支撑计算与基坑稳定性计算等。本章主要介绍墙体的静力计算，这些方法与第五章介绍的方法都是互相通用的。基坑稳定性分析将在下一章介绍。

## 4.2 悬臂式排桩支护的计算

悬臂式排桩支护的计算方法采用传统的板桩计算方法。如图 4-2 所示，悬臂板桩在基坑底面以上外侧主动土压力作用下，板桩将向基坑内侧倾移，而下部则反方向变位，即板桩将绕基坑底以下某点（如图中  $b$  点）旋转。点  $b$  处墙体无变位，故受到大小相等、方向相反的二力（静止土压力）作用，其净压力为零。点  $b$  以上墙体向左移动，其左侧作用被动土压力，右侧作用主动土压力；点  $b$  以下则相反，其右侧作用被动土压力，左侧作用主动土压力。因此，作用在墙体上各点的净土压力为各点两侧的被动土压力和主动土压力之差，其沿墙身的分布情况如图 4-2b 所示，简化成线性分布后的悬臂板桩计算图式为图 4-2c，即可根据静力平衡条件计算板桩的入土深度和内力。H.Blum 又建议可以图 4-2d 代替，计算入土深度及内力。下面分别介绍这两种方法。

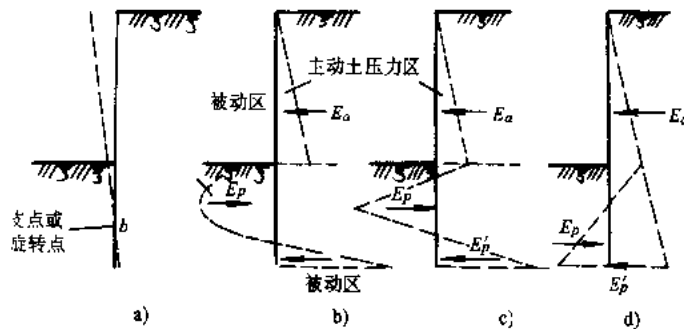


图 4-2 悬臂板桩的变位及土压力分布图

a) 变位示意图 b) 土压力分布实际图形 c) 悬臂板桩计算图式 d) Blum 计算图式

### 4.2.1 静力平衡法

图 4-3 表示主动土压力及被动土压力随深度呈线性变化，随着板桩入土深度的不同，作

用在不同深度上各点的净土压力的分布也不同。当单位宽度板桩墙两侧所受的净土压力相平衡时，板桩墙则处于稳定，相应的板桩入土深度即为板桩保证其稳定性所需的最小入土深度，可根据静力平衡条件即水平力平衡方程（ $\Sigma H=0$ ）和对桩底截面的力矩平衡方程（ $\Sigma M=0$ ）联解求得。

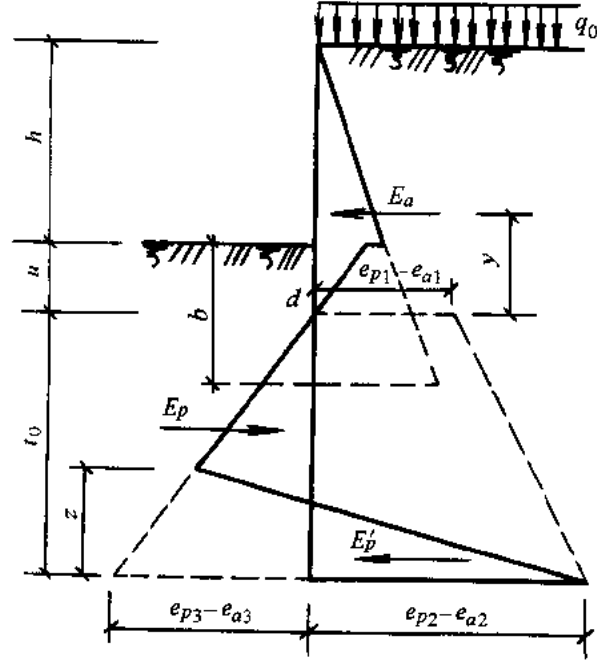


图 4-3 静力平衡法计算悬臂板桩

### 1. 计算板桩墙前后的土压力分布

第  $n$  层土底面对板桩墙主动土压力为

$$e_{an} = (q_n + \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i) \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi_n}{2}) - 2C_n \tan(45^\circ - \frac{\varphi_n}{2}) \quad (4-1)$$

第  $n$  层土底面对板桩墙的被动土压力为

$$e_{pn} = (q_n + \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i) \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi_n}{2}) + 2C_n \tan(45^\circ + \frac{\varphi_n}{2}) \quad (4-2)$$

式中  $q_n$ ——地面荷载传递到  $n$  层土底面的垂直荷载 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ );

$\gamma_i$ —— $i$  层土的天然重度 ( $\text{kN}/\text{m}^3$ );

$h_i$ —— $i$  层土的厚度 (m);

$\varphi_n$ —— $n$  层土的内摩擦角 ( $^\circ$ );

$C_n$ —— $n$  层土的内聚力 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )。

对  $n$  层土底面的垂直荷载  $q_n$ ，可根据地面附加荷载、邻近建筑物基础底面附加荷载  $q_0$  分别计算：

- 1) 地面满铺均布荷载  $q_0$  时，任何土层底面处  $q_n=q_0$ ;
- 2) 与板桩墙平行的宽度为  $B$  的条形荷载  $q_0$ ，离开板桩墙距离  $a$  时：

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  $a$  时:

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,  $q_n = q_0 \frac{b_1 \times b_2}{(b_1 + a + \sum_{i=1}^n h_i)(b_2 + 2\sum_{i=1}^n h_i)}$ 。

地面集中荷载可折算成均布荷载:

1) 繁重的起重机械: 距板桩 1.5m 内按  $60\text{kN}/\text{m}^2$  取值; 距板桩 1.5~3.5m, 按  $40\text{kN}/\text{m}^2$  取值;

2) 轻型公路: 按  $5\text{kN}/\text{m}^2$  取值;

3) 重型公路: 按  $10\text{kN}/\text{m}^2$  取值;

4) 铁道: 按  $20\text{kN}/\text{m}^2$  取值;

对土的内摩擦角  $\varphi_n$  及内聚力  $C_n$  按固结快剪方法确定。当采用井点降低地下水位, 地面有排水和防渗措施时, 土的内摩擦角  $\varphi$  值可酌情调整:

1) 板桩墙外侧, 在井点降水范围内,  $\varphi$  值可乘以 1.1~1.3;

2) 无桩基的板桩墙内侧,  $\varphi$  值可乘以 1.1~1.3;

3) 有桩基的板桩墙内侧, 在送桩范围内乘以 1.0; 在密集群桩深度范围内, 乘以 1.2~1.4;

4) 在井点降水土体固结的条件下, 可将土的内聚力  $C$  值乘以 1.1~1.3。

墙侧的土压力分布如图 4-3 所示。

## 2. 建立并求解静力平衡方程, 求得板桩入土深度

1) 计算桩底墙后主动土压力  $e_{a3}$  及墙前被动土压力  $e_{p3}$ , 然后进行迭加, 求出第一个土压力为零的点  $d$ , 该点离坑底距离为  $u$ ;

2) 计算  $d$  点以上土压力合力  $E_a$ , 求出  $E_a$  至  $d$  点的距离  $y$ ;

3) 计算  $d$  点处墙前主动土压力  $e_{a1}$  及墙后被动土压力  $e_{p1}$ ;

4) 计算桩底墙前主动土压力  $e_{a2}$  和墙后被动土压力  $e_{p2}$ ;

5) 根据作用在挡墙结构上的全部水平作用力平衡条件和绕挡墙底部自由端力矩总和为零的条件可得

$$\Sigma H=0, \quad E_a + [(e_{p3} - e_{a3}) + (e_{p2} - e_{a2})] \frac{z}{2} - (e_{p3} - e_{a3}) \frac{t_0}{2} = 0 \quad (4-3)$$

$$\Sigma M=0, \quad E_a \cdot (t_0 + y) + \frac{z}{2} [(e_{p3} - e_{a3}) + (e_{p2} - e_{a2})] \frac{z}{3} - (e_{p3} - e_{a3}) \frac{t_0}{2} \frac{t_0}{3} = 0 \quad (4-4)$$

整理后可得  $t_0$  的四次方程式

$$t_0^4 + \frac{e_{p1} - e_{a1}}{\beta} t_0^3 - \frac{8E_a}{\beta} t_0^2 - \left[ \frac{6E_a}{\beta^2} (2y\beta + (e_{p1} - e_{a1})) \right] t_0 - \frac{6E_a \gamma (e_{p1} - e_{a1}) + 4E_a^2}{\beta^2} = 0 \quad (4-5)$$

$$\text{式中 } \beta = \gamma_n \left[ \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi_n}{2}) - \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi_n}{2}) \right]$$

求解上述四次方程，即可得板桩嵌入  $d$  点以下的深度  $t_0$  值。

为安全起见，实际嵌入基坑底面以下的入土深度为

$$t = u + 1.2t_0 \quad (4-6)$$

### 3. 计算板桩最大弯矩

板桩墙最大弯矩的作用点，亦即结构断面剪力为零的点。例如对于均质的非粘性土，如图 4-3 所示，当剪力为零的点在基坑底面以下深度为  $b$  时，即有

$$\frac{b^2}{2} \gamma K_p - \frac{(h+b)^2}{2} \gamma K_a = 0 \quad (4-7)$$

$$\text{式中 } K_a = \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$$

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2})$$

由上式解得  $b$  后，即可求得最大弯矩

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \frac{h+b}{3} \frac{(h+b)^2}{2} \gamma K_a - \frac{b}{3} \frac{\gamma b^2}{2} K_p \\ &= \frac{\gamma}{6} [(h+b)^3 K_a - b^3 K_p] \end{aligned} \quad (4-8)$$

## 4.2.2 布鲁姆 (Blum) 法

布鲁姆 (H.Blum) 建议以图 4-2d 代替 4-2c，即原来桩脚出现的被动土压力以一个集中力  $E'_p$  代替，计算简图如 4-4 所示。

### 1. 求桩插入深度

如图 4-4a 所示，对桩底  $C$  点取矩，则有

$$\sum M_c = 0, \text{ 即 } \quad \sum P(l+x-a) - E_p \frac{x}{3} = 0 \quad (4-9)$$

$$\text{式中 } E_p = \gamma(K_p - K_a)x \frac{x}{2} = \frac{\gamma}{2} (K_p - K_a)x^2$$

代入式 (4-9) 得

$$\Sigma P(l+x-a) - \frac{\gamma}{6}(K_p - K_a)x^3 = 0$$

化简后得

$$x^3 - \frac{6\Sigma P}{\gamma(K_p - K_a)}x - \frac{6\Sigma P(l-a)}{\gamma(K_p - K_a)} = 0 \tag{4-10}$$

式中  $\Sigma P$ ——主动土压力、水压力的合力；

$a$ —— $\Sigma P$ 合力距地面距离；

$$l = h + u$$

$u$ ——土压力零点距坑底的距离，可根据净土压力零点处墙前被动土压力强度与墙后主动土压力强度相等的关系求得，即

$$K_p u = K_a (h + u)$$

$$\therefore u = \frac{K_a h}{(K_p - K_a)} \tag{4-11}$$

从式 (4-10) 的三次式试算求出  $x$  值，板桩的插入深度

$$t = u + 1.2x \tag{4-12}$$

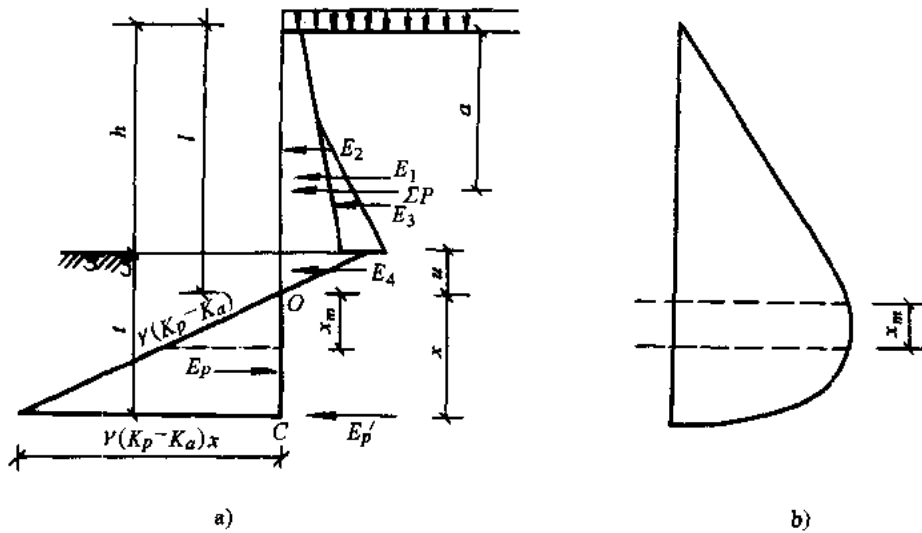


图 4-4 布鲁姆计算简图

a) 作用荷载图 b) 弯矩图

布鲁姆 (H.Blum) 曾作出过一个曲线图，如图 4-5 所示可求得  $x$ 。

令  $\xi = \frac{x}{l}$ ，代入式 (4-10) 得

$$\xi^3 = \frac{6\Sigma P}{\gamma^2(K_p - K_a)}(\xi + 1) - \frac{6a \cdot \Sigma P}{\gamma^3(K_p - K_a)}$$

$$\text{再令 } m = \frac{6 \sum P}{\gamma^2 (K_p - K_a)}, \quad n = \frac{6a \cdot \sum P}{\gamma^3 (K_p - K_a)}$$

$$\text{上式即变成} \quad \xi^3 = m(\xi + 1) - n \quad (4-13)$$

式中  $m$  及  $n$  值很易确定，因其只与荷载及板桩长度有关。在这式中  $m$  及  $n$  确定后，可以从图 4-5 曲线图求得的  $n$  及  $m$  连一直线并延长即可求得  $\xi$  值。同时由于  $x = \xi l$ ，得出  $x$  值，则可按式 4-12 得到桩的插入深度

$$t = u + 1.2x = u + 1.2\xi l$$

最大弯矩在剪力  $Q=0$  处，设从 0 点往下  $x_m$  处  $Q=0$ ，则有

$$\begin{aligned} \sum P - \frac{\gamma}{2}(K_p - K_a)x_m^2 &= 0 \\ x_m &= \sqrt{\frac{2 \sum P}{\gamma(K_p - K_a)}} \end{aligned} \quad (4-14)$$

$$\text{最大弯矩} \quad M_{\max} = \sum P \cdot (l + x_m - a) - \frac{\gamma(K_p - K_a)x_m^3}{6} \quad (4-15)$$

求出最大弯矩后，对钢板桩可以核算断面尺寸，对灌注桩可以核定直径及配筋计算。

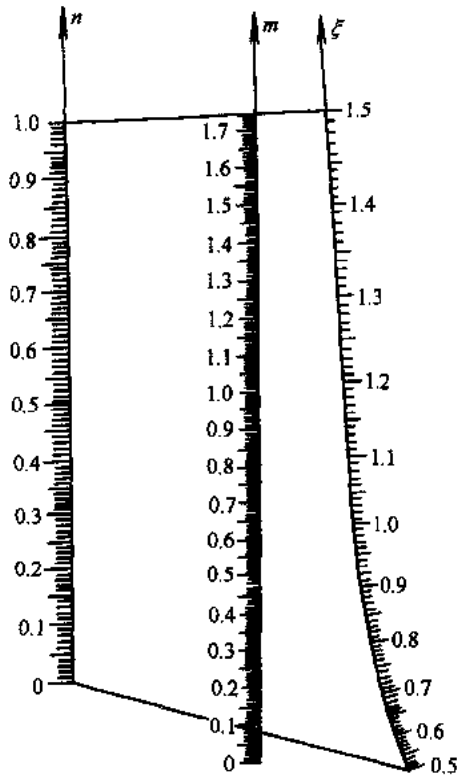


图 4-5 布鲁姆理论的计算曲线

例 某工程基坑挡土桩设计。采用  $\phi 100\text{cm}$  挖孔桩，基坑开挖深度 6.0m，基坑边堆载  $q=10\text{kN}/\text{m}^2$ 。

地基土层自地表向下分别为：

- (1) 粉质粘土：可塑，厚，1.1~3.1m；
- (2) 中粗砂：中密~密实，厚 2~5m， $\varphi=34^\circ$ ， $\gamma=20\text{kN}/\text{m}^3$ ；
- (3) 砾砂：密实，未钻穿， $\varphi=34^\circ$ 。

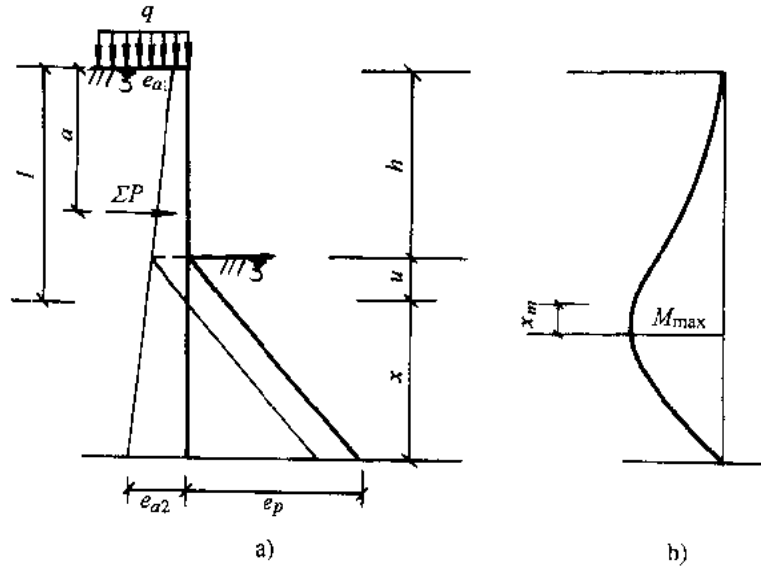


图 4-6 挖孔桩悬臂挡墙计算

a) 土压力分布 b) 弯矩图

### 1. 求桩的插入深度

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = \tan^2\left(45^\circ - \frac{34^\circ}{2}\right) = 0.53^2 = 0.2809$$

$$K_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) = \tan^2\left(45^\circ + \frac{34^\circ}{2}\right) = 1.88^2 = 3.5344$$

$$e_{a1} = qK_a = 10 \times 0.2809 \text{ kN/m}^2 = 2.8 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{a2} = (q + \gamma h)K_a = (10 + 20 \times 6) \times 0.2809 \text{ kN/m}^2 = 36.51 \text{ kN/m}^2$$

$$u = \frac{\gamma K_a}{\gamma(K_p - K_a)} = \frac{36.51}{20(3.53 - 0.28)} \text{ m} = \frac{36.51}{20 \times 3.25} \text{ m} = 0.56 \text{ m}$$

$$\Sigma P = \frac{(2.8 + 36.51) \times 6}{2} + \frac{0.56 \times 36.51}{2} \text{ kN/m}^2 = 128.15 \text{ kN/m}^2$$

$$a = \frac{2.8 \times 6 \times 3 + 33.71 \times \frac{6}{2} \times \frac{6}{3} \times 2 + 36.51 \times \frac{0.56}{2} \times 6.19}{128.15} \text{ m} = 4.04 \text{ m}$$

$$m = \frac{6 \Sigma P}{\gamma(K_p - K_a)} = \frac{6 \times 128.15}{20(3.53 - 0.28) \times 6.56^2} = 0.2749$$



$$n = \frac{6 \sum Pa}{\gamma(K_p - K_a)l^3} = \frac{6 \times 128.15 \times 4.04}{20(3.53 - 0.28) \times 6.56^3} = 0.1693$$

查布鲁姆理论的计算曲线, 得

$$\xi = 0.67$$

$$x = \xi l = (0.67 \times 6.56) \text{ m} = 4.40 \text{ m}$$

$$t = 1.2x + u = (1.2 \times 4.40 + 0.56) \text{ m} = 5.84 \text{ m}$$

桩的总长:  $6 + 5.84 = 11.84 \text{ m}$ , 取  $12.0 \text{ m}$ 。

## 2. 求最大弯矩

最大弯矩位置:

$$x_m = \sqrt{\frac{2 \sum P}{\gamma(K_p - K_a)}} = \sqrt{\frac{2 \times 128.15}{20 \times (3.53 - 0.28)}} \text{ m} = 1.98 \text{ m}$$

最大弯矩:

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \sum P(l + x_m - a) - \frac{\gamma(K_p - K_a)x_m^3}{6} \\ &= 128.15 \times (6.56 + 1.98 - 4.04) - \frac{20(3.53 - 0.28) \times 1.98^3}{6} \text{ kN} \cdot \text{m} = 492.61 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

## 3. 截面配筋

预选桩径  $d = 100 \text{ cm}$ , 钢筋保护层厚度  $a = 5 \text{ cm}$ , 钢筋笼直径  $d_1 = d - 2a = (100 - 2 \times 5) \text{ cm} = 90 \text{ cm}$

选竖向主筋 20 根, 沿  $d_1$  均匀布置, 各钢筋至  $x-x$  轴的垂直距离  $y_1$  由比例图量出, 如图 4-7a 所示。

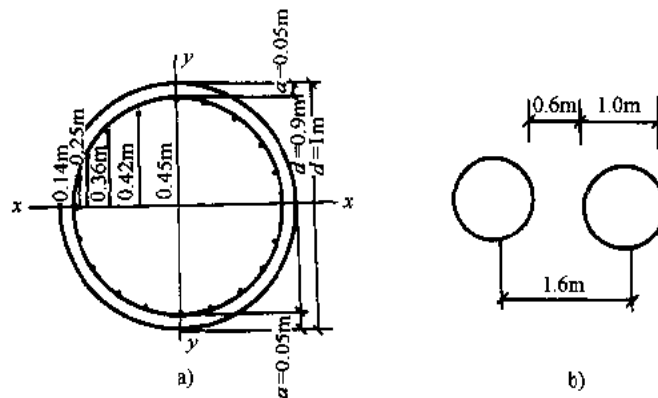


图 4-7 桩身配筋计算图

a) 钢筋布置图 b) 桩的布置示意图

选  $\phi 25$ ,  $A_g = 4.91 \text{ cm}^2$ ,  $R_g = 34 \text{ kN} / \text{cm}^2$

钢筋总抗弯能力

$$[M] = 4A_g R_g (y_1 + y_2 + \cdots + y_{m-1} + \frac{1}{2} y_m)$$

$$= 4 \times 4.91 \times 34 \times (0.14 + 0.25 + 0.36 + 0.42 + \frac{0.45}{2}) \text{ kN} \cdot \text{m} = 931.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\therefore b = \frac{931.5}{492.61 \times 1.1} \text{ m} = 1.72 \text{ m}$$

取桩的间距  $b=1.6\text{m}$

为了减少竖向钢筋的用量，可考虑受压区（靠基坑一侧的半圆截面）混凝土的抗压作用，混凝土用 C15， $R_w=1.1\text{kN}/\text{cm}^2$

$$N_a = \frac{2\pi d_1 a R_w}{n} = \frac{2 \times 3.14 \times 90 \times 5 \times 1.1}{20} \text{ kN} = 155.43 \text{ kN}$$

受压区每根钢筋截面积为：

$$A'_g = \frac{A_g R_g - N_a}{R'_g} = \frac{4.91 \times 34 - 155.43}{34} \text{ cm}^2 = 0.34 \text{ cm}^2$$

按构造选配  $\phi 14$ ， $A'_g=1.54\text{cm}^2$

为了进一步减少钢筋用量，宜在桩身上部减半配筋，求  $\frac{1}{2}M_{\max}$  弯距点，试算地面下 5.5m 处的主动土压力强度值：

$$p_a = \gamma h \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) = (10 + 20 \times 5.5) \times 0.53^2 \text{ kN/m}^2 = 33.7 \text{ kN/m}^2$$

$$M = \frac{1}{6} \times 33.7 \times 6^2 \text{ kN} \cdot \text{m} = 202.2 \text{ kN} \cdot \text{m} < \frac{1}{2} M_{\max} = 246.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

因此，挖孔桩钢筋笼中，竖向钢筋的配置为：

上部 5m：5  $\phi 25\text{mm}$  + 5  $\phi 14\text{mm}$

下部 7m：10  $\phi 25\text{mm}$  + 10  $\phi 14\text{mm}$

$\phi 14\text{mm}$  钢筋全部配置在桩身混凝土受压区，即在面向基坑内侧的半圆内。

### 4.2.3 弹性线法（图解法）

弹性线法其基本原理与数解法相同，分析方法及步骤如下（图 4-8）：

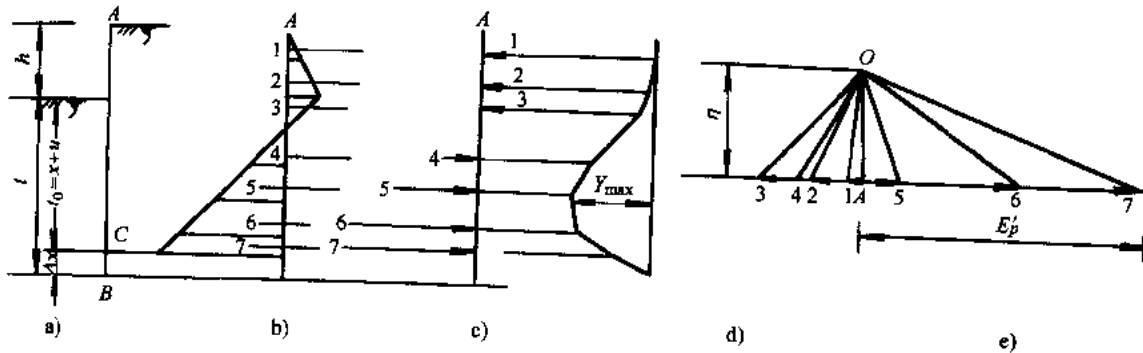


图 4-8 无支撑板桩图解法

1) 选择入土深度一般可根据经验初定  $t_0$ ;

2) 计算主动土压力及被动土压力, 绘制土压力图形, 再将此图形分为若干小面积 (一般可按高度分成 0.5~1.0m 一段), 并用相应的集中力来代替, 集中力作用在每一小块的重心上;

3) 按图解静力学中索线多边形的原理, 作出力多边形及索线多边形。这时索多边形就代表着比例缩小若干倍的弯矩图。先以一定的比例选定极点  $O$  和极距  $\eta$  及力的比例尺, 然后作诸集中力的力多边形及索线多边形 (图 4-8e, d),  $t_0$  的大小就由闭合线与索多边形的交点来确定, 若索线多边形弯矩图上最后一根索线与闭合线的交点恰在压力图上代表最后一集中力的小面积的底边线上时, 说明所选用的板桩入土深度是适当的。选择两三次逐次近似的  $t_0$  值, 即可满足这个条件。

4) 根据力多边形闭合的条件可求出  $E'_p$  值。求得  $E'_p$  后, 可求得  $\Delta x$ , 即可求得板桩的入土深度;

5) 板桩任一截的弯矩  $M$  等于极矩  $\eta$  (力的比例尺) 与索多边形力矩图上相应的坐标  $Y$  (距离的比例尺) 的乘积, 最大弯矩即为

$$M_{\max} = Y_{\max} \eta \quad (4-16)$$

按此可求得所需板桩的截面及配筋。

#### 4.2.4 基床系数法

排桩在水平荷载作用下, 桩身内力及位移的计算, 目前较普遍采用将桩作为弹性地基上的梁, 按文克尔假定——梁身任一点的土抗力和该点的位移成比例, 这种解法简称为弹性地基梁法。其具体的解法大致又有三种, 一种是直接用数学的方法解桩 (即弹性地基梁) 在受荷后的弹性挠曲微分方程, 求出桩各部分的内力和位移; 另一种是将桩分成有限段, 用差分式近似代替桩的弹性挠曲微分方程中的各阶导数式而求解的有限差分法; 再一种则是将桩身划分为有限单元的离散体, 然后根据力的平衡和位移协调条件, 解得桩的各部分内力和位移 (有限元法)。本节主要介绍第一种方法即数解法。

桩在水平荷载作用下, 其水平位移 ( $x$ ) 愈大时, 侧压力 (即土的弹性抗力) ( $\sigma$ ) 也愈大, 侧压力大小还取决于: 土体的性质, 桩身的刚度大小, 桩的截面形状, 桩的入土深度等。侧压力的大小可用如下公式表示

$$\sigma = Cx \quad (4-17)$$

式中  $C$ ——土的水平向基床系数 (或简称基床系数), 地基系数等。它是反映地基土“弹性”的一个指标, 表示单位面积土在弹性限度内产生单位变形时所需施加的力, 其大小与地基土的类型、物理力学性质有关。它的单位为  $\text{kN}/\text{m}^3$ 。

$C$  值是通过各种试验方法取得, 如可以对试桩在不同类别土质及不同深度实测  $x$  及  $\sigma$  后反算得到。大量试验表明, 基床系数  $C$  值的大小不仅与土的类型及其性质有关, 而且也随着深度而变化。目前采用的基床系数分布规律的几种不同图式如图 4-9 所示。

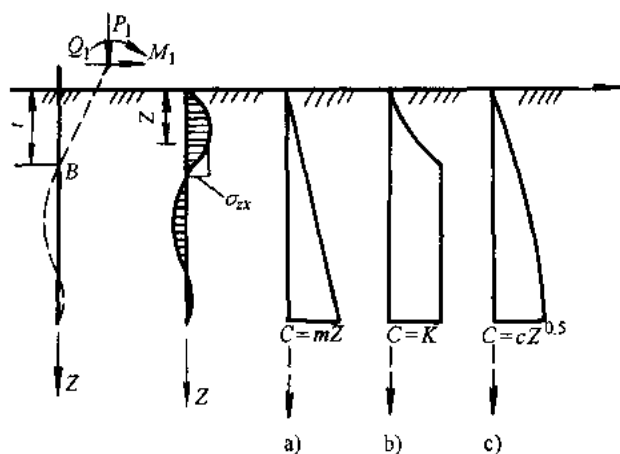


图 4-9 基床系数的变化规律

1) 基床系数  $C$  随深度成正比例增加。如图 4-9a 所示, 即

$$C = mZ \quad (4-18)$$

式中  $m$ ——比例系数。其值可根据试验实测决定, 无实测数据时, 可参表 4-1 及表 4-2 (公路规程) 中的数值选用。

按此图式来计算桩在外荷作用下各截面内力的方法通常简称为“ $m$ ”法。

2) 基床系数  $C$  在第一个零变位点 (图 4-9b) 以下 ( $Z \geq t$ ) 时:

$$C = K = \text{常量} \quad (4-19)$$

当  $0 \leq Z \leq t$  时,  $C$  沿深度成曲线变化 (可近似地假定为按直线增加)。

表 4-1 比例系数  $m$ 

地基土分类	$m / (\text{kN} / \text{m}^4)$	
流塑的粘性土	1000~2000	
软塑的粘性土、松散的粉砂性土和砂土	2000~4000	
可塑的粘性土、稍密~中密的粉性土和砂土	4000~6000	
坚硬的粘性土、密实的粉性土、砂土	6000~10000	
水泥土搅拌桩加固, 置换率 > 25%	水泥掺量 < 8%	2000~4000
	水泥掺量 > 12%	4000~6000

本表摘自“上海市基坑工程设计规程”。

$K$  值可按实测确定, 无实测数据时可参照表 4-3 中的数据选用。按此图式计算桩在外荷作用下的各面截内力的方法, 通常简称为“ $K$ ”法。

3) 基床系数  $C$  随深度成抛物线规律增加, 如图 4-9c 所示, 即

$$C = cZ^{0.5} \quad (4-20)$$

式中  $c$ ——比例系数, 其值可根据实测确定。无资料时, 可参照表 4-2 选用。

表 4-2 非岩石土的比例系数  $m$ 、 $K$ 、 $C$  值表

序号	土的分类	$m$ 或 $m_0$ / (kN/m <sup>4</sup> )	$K$ / (kN/m <sup>3</sup> )	$c$ / (kN/m <sup>2.5</sup> )
1	流塑性粘土 $I_L \geq 1$ 、淤泥	$(3 \sim 5) \times 10^3$	$(100 \sim 200) \times 10^3$	$(2 \sim 6) \times 10^3$
2	软塑性粘土 $1 > I_L \geq 0.5$ 、粉砂	$(5 \sim 10) \times 10^3$	$(200 \sim 450) \times 10^3$	$(7 \sim 11) \times 10^3$
3	硬塑性粘土 $0.5 > I_L > 0$ 细砂、中砂	$(10 \sim 20) \times 10^3$	$(450 \sim 650) \times 10^3$	$(13 \sim 23) \times 10^3$
4	坚硬、半坚硬粘性土 $I_L > 0$ 、粗砂	$(20 \sim 30) \times 10^3$	$(650 \sim 1000) \times 10^3$	$(20 \sim 27) \times 10^4$
5	砾砂、角砾砂、圆砾砂碎石、卵石	$(30 \sim 80) \times 10^3$	$(1000 \sim 1300) \times 10^3$	$(50 \sim 100) \times 10^4$
6	密实粗砂夹卵石、密实漂卵石	$(80 \sim 120) \times 10^3$	$(1300 \sim 2000) \times 10^3$	

注：1. 本表中  $m$  值适用于桩在地面处最大位移不超过 6mm，位移较大时适当降低表列数值。

2. 采用“ $m$ ”法时，当基础侧面为数种不同土层，应将地面或最大冲刷线以下  $h_m = 2(d+1)m$  深度内的各层土按下列算式换成一个平均  $m$  值，作为整个深度的  $m$  值。式中  $d$  为桩的直径，对于刚性桩， $h_m$  采用整个深度  $h$ ，当  $h_m$  深度内存在两层不同土时

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

3.  $m_0$  为“ $m$ ”法相应于深度  $h$  处基础底面土的竖向地基系数  $C_0 (=m_0 h)$  随深度变化的比例系数，当  $h \leq 10m$  时， $C_0 = 10m_0$ ，

因为据研究分析认为自地面至 10m 深度处土的竖向抗力几乎没有什么变化，所以

$C_0 = 10m_0$ ；当  $h > 10m$  时土的竖向抗力几乎与水平抗力相等，所以 10m 以下时取  $C_0 = m_0 h = mh$ 。

表 4-3 水平向基床系数  $k_H$ 

地基土分类		$k_H$ / (kN/m <sup>2</sup> )
流塑的粘性土		3000~15000
软塑的粘性土和松散的粉性土		15000~30000
可塑的粘性土和稍密~中密粉性土		30000~150000
硬塑的粘性土和密实的粉性土		150000 以上
松散的砂土		3000~15000
稍密的砂土		15000~30000
中密的砂土		30000~100000
密实的砂土		100000 以上
水泥土搅拌桩加固置换率 25%	水泥掺量 < 8%	10000~15000
	水泥掺量 > 12%	20000~25000

这里主要以基床系数随深度线性变化的“ $m$ ”法为例子进行介绍。

### 1. 桩作为弹性地基上的梁的微分方程式及其解

桩在水平荷载作用下的不同计算方法，都从一个基本微分方程式出发。如图 4-10 所示，桩的入土深度为  $h$ ，桩的宽度为  $b$ （或直径），桩的计算宽度为  $b_1$ 。桩顶若与地面平齐（ $z=0$ ），且已知桩顶在水平荷载  $Q_0$  及弯矩  $M_0$  作用下，产生横向位移  $x_0$ 、转角  $\phi_0$ 。我们对桩因  $Q_0$ 、 $M_0$  作用，在不同深度  $z$  处产生的横向位移  $x_z$ 、转角  $\phi_z$ 、弯矩  $M_z$ 、剪力  $Q_z$  的符号规定为：横向位移  $x_z$ （即挠度）顺  $x$  轴正方向为正值；转角  $\phi_z$  逆时针方向为正值；弯矩  $M_z$  当左侧纤

维受拉时为正；横向力  $Q_z$  顺  $x$  轴正方向为正值，如图 4-11 所示。在此情况下，桩产生弹性挠曲，梁轴的挠曲与梁上分布荷载  $q$  之间的关系式，即桩的挠曲微分方程为

$$EI \frac{d^4 x}{dz^4} = -q \quad (4-24)$$

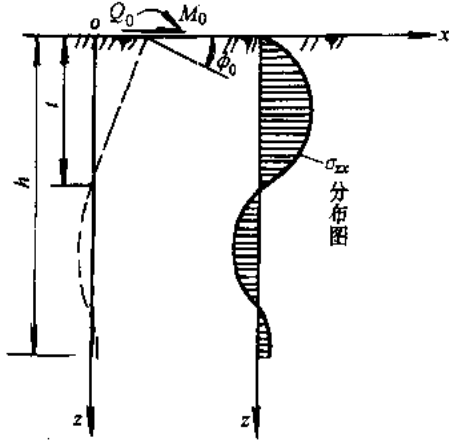


图 4-10 桩作为弹性地基上的梁的计算图式

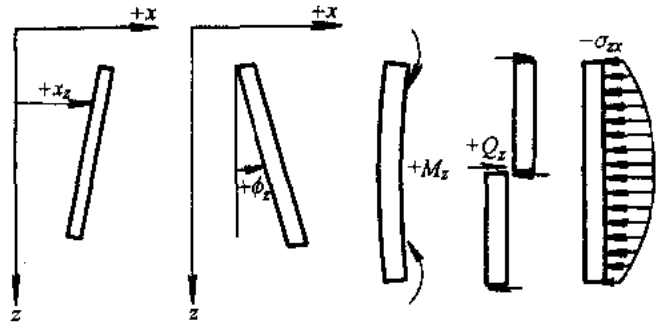


图 4-11  $x_z$ 、 $\phi_z$ 、 $M_z$ 、 $Q_z$  的符号规定

在深度  $z$  处， $q = \sigma_{zx} b_1$ ，而  $\sigma_{zx} = Cx_z$ ，又  $C = mz$  代入上式得

$$EI \frac{d^4 x_z}{dz^4} = -mzx_z b_1 \quad (4-22)$$

或

$$\frac{d^4 x_z}{dz^4} + \frac{mb_1 z}{EI} x_z = 0 \quad (4-23)$$

式中  $EI$ ——桩身抗挠曲刚度；

$b_1$ ——桩的计算宽度。

式 (4-23) 即为按基床系数假定计算桩的基本微分方程式，可改写为

$$\frac{d^4 x_z}{dz^4} = -\alpha^5 z x_z \quad (4-24)$$

式中  $\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb_1}{EI}}$  称为桩的变形系数。

当  $z=0$ ，该处的横轴向位移  $x_0$ 、转角  $\phi_0$ 、弯矩  $M_0$  及剪力  $Q_0$  可分别表示如下

$$\left. \begin{aligned} x_{(z=0)} &= x_0 \\ \frac{dx}{dz}_{(z=0)} &= \phi_0 \\ EI \frac{d^2 x}{dz^2}_{(z=0)} &= M_0 \\ EI \frac{d^3 x}{dz^3}_{(z=0)} &= Q_0 \end{aligned} \right\} \quad (4-25)$$

式 (4-24) 为一个四阶线性变系数齐次常微分方程，可以利用幂级数展开方法求解，其主要

结果如后所述。

深度  $z$  处桩的横向位移值为

$$x_z = x_0 A_1 + \frac{\phi_0}{\alpha} B_1 + \frac{M_0}{\alpha^2 EI} C_1 + \frac{Q_0}{\alpha^3 EI} D_1 \quad (4-26)$$

由  $\sigma_{zx} = Cx_z = mx_z$ , 深度  $z$  处的桩侧向应力为

$$\sigma_{zx} = mz(x_0 A_1 + \frac{\phi_0}{\alpha} B_1 + \frac{M_0}{\alpha^2 EI} C_1 + \frac{Q_0}{\alpha^3 EI} D_1) \quad (4-27)$$

深度  $z$  处的转角

$$\phi_z = \alpha(x_0 A_2 + \frac{\phi_0}{\alpha} B_2 + \frac{M_0}{\alpha^2 EI} C_2 + \frac{Q_0}{\alpha^3 EI} D_2) \quad (4-28)$$

深度  $z$  处的弯矩

$$M_z = \alpha^2 EI(x_0 A_3 + \frac{\phi_0}{\alpha} B_3 + \frac{M_0}{\alpha^2 EI} C_3 + \frac{Q_0}{\alpha^3 EI} D_3) \quad (4-29)$$

深度  $z$  处的剪力

$$Q_z = \alpha^3 EI(x_0 A_4 + \frac{\phi_0}{\alpha} B_4 + \frac{M_0}{\alpha^2 EI} C_4 + \frac{Q_0}{\alpha^3 EI} D_4) \quad (4-30)$$

上述公式中  $A_1$ 、 $B_1$ 、 $C_1$ 、 $D_1$ 、 $\dots$ 、 $C_4$ 、 $D_4$  16 个系数, 可根据  $\bar{z} = \alpha z$  查表 4-4。

表 4-4 “ $m$ ” 法计算  $M_z$ 、 $Q_z$  的附表

$\bar{z} = \alpha z$	$A_1$	$B_1$	$C_1$	$D_1$	$A_2$	$B_2$	$C_2$	$D_2$
0	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1.00000	0.00000	0.00000
0.1	1.00000	0.10000	0.00500	0.00017	0.00000	1.00000	0.10000	0.00500
0.2	1.00000	0.20000	0.02000	0.00133	-0.00007	1.00000	0.20000	0.02000
0.3	0.99998	0.30000	0.04500	0.00450	-0.00034	0.99996	0.30000	0.04500
0.4	0.99991	0.39999	0.08000	0.01067	-0.00107	0.99983	0.39998	0.08000
0.5	0.99974	0.49996	0.12500	0.02083	-0.00260	0.99948	0.49994	0.12499
0.6	0.99935	0.59987	0.17998	0.03600	-0.00540	0.99870	0.59981	0.17998
0.7	0.99860	0.69967	0.24495	0.05716	-0.01000	0.99720	0.69951	0.24494
0.8	0.99727	0.79927	0.31988	0.08532	-0.01707	0.99454	0.79891	0.31983
0.9	0.99508	0.89852	0.40472	0.12146	-0.02733	0.99016	0.89779	0.40462
1.0	0.99167	0.99722	0.49941	0.16657	-0.04167	0.98333	0.99583	0.49921
1.1	0.98658	1.09508	0.60384	0.22163	-0.06096	0.97317	1.00262	0.60346
1.2	0.97927	1.19171	0.71787	0.28758	-0.08632	0.95855	1.18756	0.71716
1.3	0.96908	1.28660	0.84127	0.36536	-0.11883	0.93817	1.27990	0.84002
1.4	0.95523	1.37910	0.97373	0.45588	-0.15973	0.91047	1.36865	0.97163
1.5	0.93681	1.46839	1.11484	0.55997	-0.21030	0.87365	1.45259	1.11145
1.6	0.91280	1.55346	1.26403	0.67842	-0.27194	0.82565	1.53020	1.25872

(续)

$\bar{h} = \alpha z$	$A_1$	$B_1$	$C_1$	$D_1$	$A_2$	$B_2$	$C_2$	$D_2$
1.7	0.88201	1.63307	1.42061	0.81193	-0.34604	0.76413	1.59963	1.41247
1.8	0.84313	1.70575	1.58362	0.96109	-0.43412	0.68645	1.65867	1.57150
1.9	0.79467	1.76972	1.75190	1.12637	-0.53768	0.58967	1.70468	1.73422
2.0	0.73502	1.82294	1.92402	1.30801	-0.65822	0.47061	1.73457	1.89872
2.2	0.57491	1.88709	2.27217	1.72042	-0.95616	0.15127	1.73110	2.22299
2.4	0.34691	1.87450	2.60882	2.19535	-1.33889	-0.30273	1.61286	2.51874
2.6	0.033146	1.75473	2.90670	2.72365	-1.81479	-0.92602	1.33485	2.74972
2.8	-0.38548	1.49037	3.12843	3.28769	-2.38756	-1.75483	0.84177	2.86653
3.0	-0.92809	1.03679	3.22471	3.85838	-3.05319	-2.82410	0.06837	2.80406
3.5	-2.92799	-1.27172	2.46304	4.97982	-4.98062	-6.70806	-3.58647	1.27018
4.0	-5.85333	-5.94097	-0.92677	4.54780	-6.53316	-12.15810	-10.60840	-3.76647

$\bar{h} = \alpha z$	$A_3$	$B_3$	$C_3$	$D_3$	$A_4$	$B_4$	$C_4$	$D_4$
0	0.00000	0.00000	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1.00000
0.1	-0.00017	-0.00001	1.00000	0.10000	-0.00500	-0.00033	-0.00001	1.00000
0.2	-0.00133	-0.00013	0.99999	0.20000	-0.02000	-0.00267	-0.00020	0.99999
0.3	-0.00450	-0.00067	0.99994	0.30000	-0.04500	-0.00900	-0.00101	0.99992
0.4	-0.01067	-0.00213	0.99974	0.39998	-0.08000	-0.02133	-0.00320	0.99966
0.5	-0.02083	-0.00521	0.99922	0.49991	-0.12499	-0.04167	-0.00781	0.99896
0.6	-0.03600	-0.01080	0.99806	0.59974	-0.17997	-0.07199	-0.01620	0.99741
0.7	-0.05716	-0.02001	0.99580	0.69935	-0.24490	-0.11433	-0.03001	0.99440
0.8	-0.08532	-0.03412	0.99181	0.79854	-0.31975	-0.17060	-0.05120	0.98908
0.9	-0.12144	-0.05466	0.98524	0.89705	-0.40443	-0.24284	-0.08198	0.98032
1.0	-0.16652	-0.08329	0.97501	0.99445	-0.49881	-0.33298	-0.12493	0.96667
1.1	-0.22152	-0.12192	0.95975	1.09016	-0.60268	-0.44292	-0.18285	0.94634
1.2	-0.28737	-0.17260	0.93783	1.18342	-0.71573	-0.57450	-0.25886	0.91712
1.3	-0.36496	-0.23760	0.90727	1.27320	-0.83753	-0.72950	-0.35631	0.87638
1.4	-0.45515	-0.31933	0.86573	1.35821	-0.96746	-0.90754	-0.47883	0.82102
1.5	-0.55870	-0.42039	0.81054	1.43680	-1.10468	-1.11609	-0.63027	-0.74745
1.6	-0.67629	-0.54348	0.73859	1.50695	-1.24808	-1.35042	-0.81466	0.65156
1.7	-0.80848	-0.69144	0.64637	1.56621	-1.39623	-1.61340	-1.03616	0.52871
1.8	-0.95564	-0.86715	0.52997	1.61162	-1.54728	-1.90577	-1.29909	0.37368



(续)

$\bar{h} = \alpha z$	$A_3$	$B_3$	$C_3$	$D_3$	$A_4$	$B_4$	$C_4$	$D_4$
1.9	-1.11796	-1.07357	0.38503	1.63969	-1.69889	-2.22745	-1.60770	0.18071
2.0	-1.29535	-1.31361	0.20676	1.64628	-1.84818	-2.57798	-1.96620	-0.05652
2.2	-1.69334	-1.90567	-0.27087	1.57538	-2.12481	-3.35952	-2.84858	-0.69158
2.4	-2.14117	-2.66329	-0.94885	1.35201	-2.33901	-4.22811	-3.97323	-1.59151
2.6	-2.62126	-3.59987	-1.87734	0.91679	-2.43695	-5.14023	-5.35541	-2.82106
2.8	-3.10341	-4.71748	-3.10791	0.19729	-2.34558	-6.02299	-6.99007	-4.44491
3.0	-3.54058	-5.99979	-4.68788	-0.89126	-1.96928	-6.76460	-8.84029	-6.51972
3.5	-3.91921	-9.54367	-10.34040	-5.85402	+1.07408	-6.78895	-13.69240	-13.82610
4.0	-1.61428	-11.73066	-17.91860	-15.07550	9.24368	-0.35762	-15.61050	-23.14040

表 4-5 “m” 法计算  $\delta_{HH}$ ,  $\delta_{HM} = \delta_{MH}$ ,  $\delta_{MM}$  的附表

$\bar{h} = \alpha z$	$B_3D_4 - B_4D_3$	$A_3B_4 - A_4B_3$	$B_2D_4 - B_4D_2$	$A_2B_4 - A_4B_2$	$A_3D_4 - A_4D_3$ $= B_3C_4 - B_4C_3$	$A_2D_4 - A_4D_2$ $= B_2C_4 - B_4C_2$	$A_3C_4 - A_4C_3$	$A_2C_4 - A_4C_2$
0	0.00000	0.00000	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
0.1	0.00002	0.00000	1.00000	0.00500	0.00033	0.00003	0.00500	0.00050
0.2	0.00040	0.00000	1.00004	0.02000	0.00267	0.00033	0.02000	0.00400
0.3	0.00203	0.00001	1.00029	0.04500	0.00900	0.00169	0.04500	0.01350
0.4	0.00640	0.00006	1.00120	0.07999	0.02133	0.00533	0.08001	0.03200
0.5	0.01563	0.00022	1.00365	0.12504	0.04167	0.01303	0.12505	0.06251
0.6	0.03240	0.00065	1.00917	0.18013	0.07203	0.02701	0.18020	0.10804
0.7	0.06006	0.00163	1.01962	0.24535	0.11443	0.05004	0.24559	0.17161
0.8	0.10248	0.00365	1.03824	0.32091	0.17094	0.08539	0.32150	0.25632
0.9	0.16426	0.00738	1.06893	0.40709	0.24374	0.13685	0.40842	0.36533
1.0	0.25062	0.01390	1.11679	0.50436	0.33507	0.20873	0.50714	0.50194
1.1	0.36747	0.02464	1.18823	0.61351	0.44739	0.30600	0.61893	0.66965
1.2	0.52158	0.04156	1.29111	0.73565	0.58346	0.43412	0.74562	0.87232
1.3	0.72057	0.06724	1.43498	0.87244	0.74650	0.59940	0.88991	1.11429
1.4	0.97317	0.10504	1.63125	1.02612	0.94032	0.80887	1.05550	1.40059
1.5	1.28938	0.15916	1.89349	1.19981	1.16960	1.07061	1.24752	1.73720
1.6	1.68091	0.23497	2.23776	1.39771	1.44015	1.39379	1.47277	2.13135
1.7	2.16145	0.33904	2.68296	1.62522	1.75934	1.78918	1.74019	2.59200
1.8	2.74734	0.47951	3.25143	1.88946	2.13653	2.26933	2.06147	3.13039
1.9	3.45833	0.66632	3.96945	2.19944	2.58362	2.84909	2.45147	3.76049

(续)

$\bar{h} = \alpha z$	$B_3D_4 - B_4D_3$	$A_3B_4 - A_4B_3$	$B_2D_4 - B_4D_2$	$A_2B_4 - A_4B_2$	$A_3D_4 - A_4D_3$ $= B_3C_4 - B_4C_3$	$A_2D_4 - A_4D_2$ $= B_2C_4 - B_4C_2$	$A_3C_4 - A_4C_3$	$A_2C_4 - A_4C_2$
2.0	4.31831	0.91158	4.86824	2.56664	3.11583	3.54638	2.92905	4.49999
2.2	6.61044	1.63962	7.36356	3.53366	4.51846	5.38469	4.24806	6.40196
2.4	9.95510	2.82366	11.13130	4.95288	6.57004	8.02219	6.28800	9.09220
2.6	14.86900	4.70118	16.74660	7.07178	9.62890	11.82060	9.46294	12.97190
2.8	22.15710	7.62658	25.06510	10.26420	14.25710	17.33620	14.40320	18.66360
3.0	33.08790	12.13530	37.38070	15.09220	21.32850	25.42750	22.06800	21.12570
3.5	92.20900	36.85800	101.36900	41.01820	60.47600	67.49820	64.76960	72.04850
4.0	266.06100	109.01200	279.99600	114.72200	176.70900	185.99600	190.83400	200.04700

$\bar{h} = \alpha z$	$\frac{B_3D_4 - B_4D_3}{A_3B_4 - A_4B_3}$	$\frac{A_3D_4 - A_4D_3}{A_3B_4 - A_4B_3}$ $= \frac{B_3C_4 - B_4C_3}{A_3B_4 - A_4B_3}$	$\frac{A_2C_4 - A_4C_2}{A_3B_4 - A_4B_3}$	$\frac{B_2D_4 - B_4D_2}{A_2B_4 - A_4B_2}$	$\frac{B_2C_4 - B_4C_2}{A_2B_4 - A_4B_2}$ $= \frac{A_2D_4 - A_4D_2}{A_2B_4 - A_4B_2}$	$\frac{A_2C_4 - A_4C_2}{A_2B_4 - A_4B_2}$
0	$\infty$	$\infty$	$\infty$	0.00000	0.00000	0.00000
0.1	3770.490	54098.4	819672.0	0.00033	0.00500	0.10000
0.2	424.771	2807.280	21028.6	0.00269	0.02000	0.20000
0.3	196.135	869.565	4347.97	0.00900	0.04500	0.30000
0.4	111.936	372.930	1399.07	0.02133	0.07999	0.39996
0.5	72.102	192.214	576.825	0.04165	0.12495	0.49988
0.6	50.012	111.179	278.134	0.07192	0.17983	0.59962
0.7	36.740	70.001	150.236	0.11406	0.24448	0.69902
0.8	28.108	46.884	88.179	0.16985	0.31867	0.79783
0.9	22.245	33.009	55.312	0.24092	0.40199	0.89562
1.0	18.028	24.102	36.480	0.32855	0.49374	0.99179
1.1	14.915	18.160	25.122	0.43351	0.59294	1.08560
1.2	12.550	14.039	17.941	0.55589	0.69811	1.17605
1.3	10.716	11.102	13.235	0.69488	0.80737	1.26199
1.4	9.265	8.952	10.049	0.84855	0.91831	1.34213
1.5	8.101	7.349	7.838	1.01382	1.02816	1.41516
1.6	7.154	6.129	6.268	1.18632	1.13380	1.47990
1.7	6.375	5.189	5.133	1.36088	1.23219	1.53540

(续)

$\frac{z}{h} = \alpha z$	$\frac{B_3 D_3 - B_1 D_3}{A_3 B_4 - A_1 B_3}$	$\frac{A_3 D_4 - A_4 D_3}{A_3 B_4 - A_4 B_3}$ $= \frac{B_3 C_4 - B_4 C_3}{A_3 B_4 - A_4 B_3}$	$\frac{A_3 C_4 - A_4 C_3}{A_3 B_4 - A_4 B_3}$	$\frac{B_2 D_1 - B_1 D_2}{A_2 B_1 - A_1 B_2}$	$\frac{B_2 C_1 - B_1 C_2}{A_2 B_1 - A_1 B_2}$ $= \frac{A_2 D_1 - A_1 D_2}{A_2 B_1 - A_1 B_2}$	$\frac{A_2 C_1 - A_1 C_2}{A_2 B_1 - A_1 B_2}$
1.8	5.730	4.456	4.300	1.53179	1.32058	1.58115
1.9	5.190	3.878	3.680	1.69343	1.39688	1.61718
2.0	4.737	3.418	3.213	1.84091	1.45979	1.64405
2.2	4.032	2.756	2.591	2.08041	1.54549	1.67490
2.4	3.526	2.327	2.227	2.23974	1.58566	1.68520
2.6	3.161	2.048	2.013	2.32965	1.59617	1.68665
2.8	2.905	1.869	1.889	2.37119	1.59262	1.68717
3.0	2.727	1.785	1.818	2.38548	1.58606	1.69051
3.5	2.502	1.641	1.757	2.38891	1.58435	1.71100
4.0	2.441	1.625	1.751	2.40074	1.59979	1.73218

## 2. 桩墙的内力、位移计算公式

将整个桩墙分为两部分：基坑底面以上视为悬臂梁，基坑底面以下视为弹性地基梁，见图 4-12。

桩墙在顶部水平力  $H$ 、弯矩  $M$  以及分布荷载  $q_1$ 、 $q_2$  作用下，发生弹性弯曲变形。地基土产生弹性抗力，整个墙体绕着地面以下某点  $O$  而转动，在  $O$  点上下，地基土的弹性抗力方向相反。

1) 单位力作用于基坑底面时，桩在该处的水平位移和转角，见图 4-13。

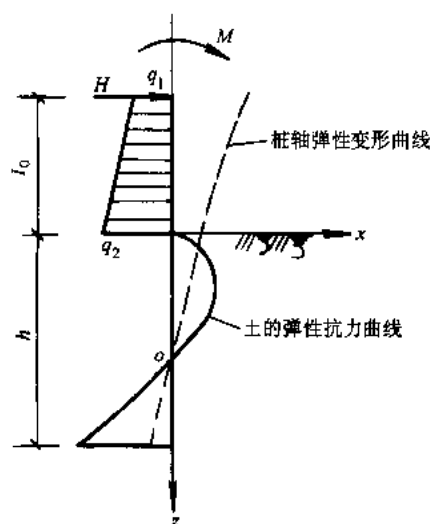


图 4-12  $m$  法计算图式

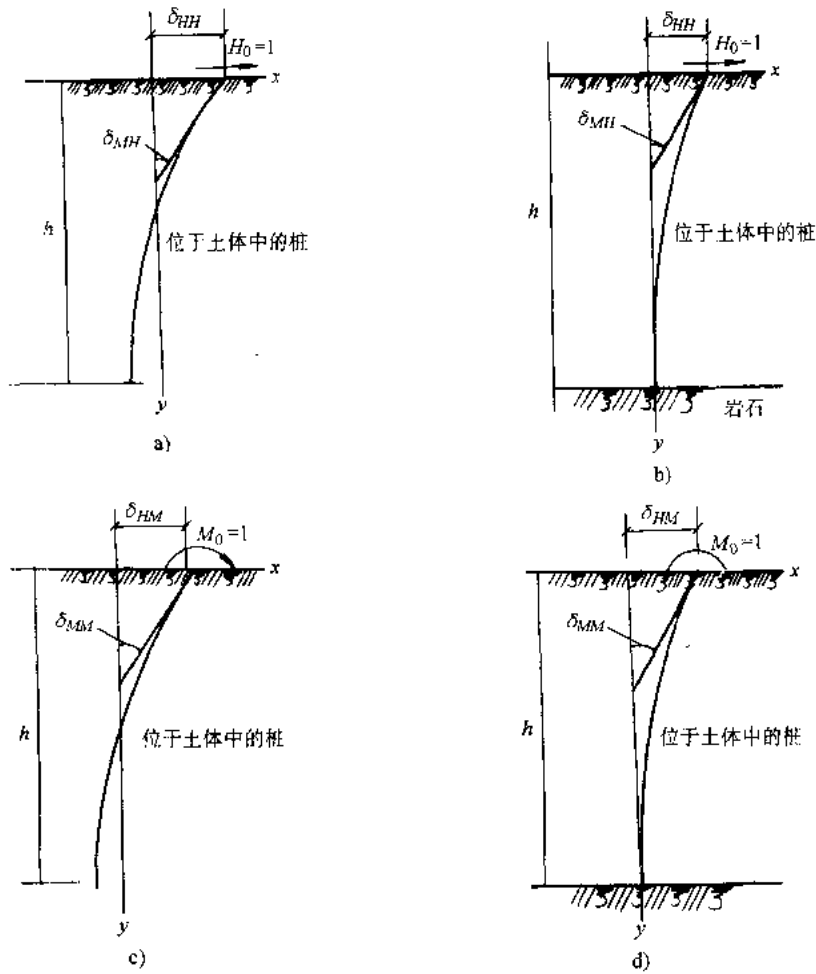


图 4-13 单位力和力矩作用时基坑底的位移和转角

a、b) 单位力作用 c、d) 单位力矩作用

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  $\delta_{HH}$  (m/kN) 和转角  $\delta_{MH}$  (rad/kN) 为:

桩底置于非岩石地基中

$$\delta_{HH} = \frac{1}{\alpha^3 EI} \cdot \frac{(B_3 D_4 - B_4 D_3) + K_h (B_2 D_4 - B_4 D_2)}{(A_3 B_4 - A_4 B_3) + K_h (A_2 B_4 - A_4 B_2)} \quad (4-31)$$

$$\delta_{MH} = \frac{1}{\alpha^2 EI} \cdot \frac{(A_3 D_4 - A_4 D_3) + K_h (A_2 D_4 - A_4 D_2)}{(A_3 B_4 - A_4 B_3) + K_h (A_2 B_4 - A_4 B_2)} \quad (4-32)$$

桩底置于岩石内

$$\delta_{HH} = \frac{1}{\alpha^3 EI} \cdot \frac{B_2 D_1 - B_1 D_2}{A_2 B_1 - A_1 B_2} \quad (4-33)$$

$$\delta_{MH} = \frac{1}{\alpha^2 EI} \cdot \frac{A_2 D_1 - A_1 D_2}{A_2 B_1 - A_1 B_2} \quad (4-34)$$

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  $\delta_{HM}$  (m/kN·m) 和转角  $\delta_{MM}$

(rad/kN·m) 为:

桩底置于非岩石基中

$$\delta_{HM} = \frac{1}{\alpha^2 EI} \cdot \frac{(B_3 C_4 - B_4 C_3) + K_h (B_2 C_4 - B_4 C_2)}{(A_3 B_4 - A_4 B_3) + K_h (A_2 B_4 - A_4 B_2)} \quad (4-35)$$

$$\delta_{MM} = \frac{1}{\alpha EI} \cdot \frac{(A_3 C_4 - A_4 C_3) + K_h (A_2 C_4 - A_4 C_2)}{(A_3 B_4 - A_4 B_3) + K_h (A_2 B_4 - A_4 B_2)} \quad (4-36)$$

桩底置于岩石内

$$\delta_{HM} = \frac{1}{\alpha^2 EI} \cdot \frac{B_2 C_1 - B_1 C_2}{A_2 B_1 - A_1 B_2} \quad (4-37)$$

$$\delta_{MM} = \frac{1}{\alpha EI} \cdot \frac{A_2 C_1 - A_1 C_2}{A_2 B_1 - A_1 B_2} \quad (4-38)$$

式中  $K_h$ ——桩底转动对基坑底面处桩变形的影响系数。

$$K_h = \frac{C_0 I_0}{\alpha EI}$$

1.  $I_0$ ——柱身和桩底断面惯性矩, 当  $h \geq 2.5/\alpha$  时  $K_h=0$ ;

当桩立于岩层面上且  $h \leq 3.5/\alpha$  时,  $K_h=0$ ;

$C_0$ ——桩底处竖向地基系数, 按表 4-2 的注确定。

$A_1$ 、 $B_1$ 、 $C_1$ 、 $D_1$ ……诸系数根据桩埋入基坑底部的换算深度  $\bar{h} = \alpha z$  查表 4-4、表 4-5。

2) 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计算为表 4-6。

表 4-6  $\alpha h > 2.5$  时, 顶端自由 (铰接) 受  $H$ 、 $M$  和  $q_1$ 、 $q_2$  作用的挡墙内力、位移计算公式

名 称		公 式
桩 墙 顶 弯 矩		$M_{顶} = M$
坑 底 处 桩	弯 矩	$M_0 = M + Hl_0 + \frac{2q_1 + q_2}{6} l_0^2$
	剪 力	$H_0 = H + \frac{1}{2}(q_1 + q_2)$
坑 底 处 桩	水 平 位 移	$x_0 = H_0 \delta_{HH} + M_0 \delta_{HM}$
	墙 变 位	$\phi_0 = -(H_0 \delta_{MH} + M_0 \delta_{MM})$
坑底以下深度 $z$	弯 矩	$M_z = \alpha^2 EI (x_0 A_3 + \frac{\phi_0}{\alpha} B_3 + \frac{M_0}{\alpha^2 EI} C_3 + \frac{H_0}{\alpha^3 EI} D_3)$
	处 桩 墙 各 截 面 内 力	$Q_z = \alpha^3 EI (x_0 A_4 + \frac{\phi_0}{\alpha} B_4 + \frac{M_0}{\alpha^2 EI} C_4 + \frac{H_0}{\alpha^3 EI} D_4)$
桩墙顶水平位移		$\Delta = x_0 + \phi_0 l_0 + \Delta_0$ 式中, $\Delta_0 = \frac{Hl_0^3}{3EI} + \frac{Ml_0^2}{2EI} + \frac{(11q_1 + \Delta q_2)l_0^4}{120EI}$
桩墙底最大和最小应力		$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{N_h}{A_0} + \frac{M_h}{W_0}$

3) 桩的计算宽度。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。通过试验认为, 考虑上述因素, 将空间受力转换成平面受力, 计算桩侧面土的抗力时, 土抗力计算宽度  $b_1$  取值见表 4-7。

表 4-7 桩的计算宽度

桩径 (或桩宽)	矩形桩	圆形桩
$b \leq 1\text{m}$	$b_1 = 1.5b + 0.5$	$b_1 = 0.9 (1.5b + 0.5)$
$b > 1\text{m}$	$b_1 = b + 1$	$b_1 = 0.9 (b + 1)$

对  $n$  个桩组成的桩排, 其侧面土抗力计算宽度显然为  $nb_1$ , 但不得大于  $D' + 1$  (m), 且其中的每一个  $b_1$ , 应满足  $b_1 \leq 0.5 (L_1 + L_2)$ , 见图 4-14。

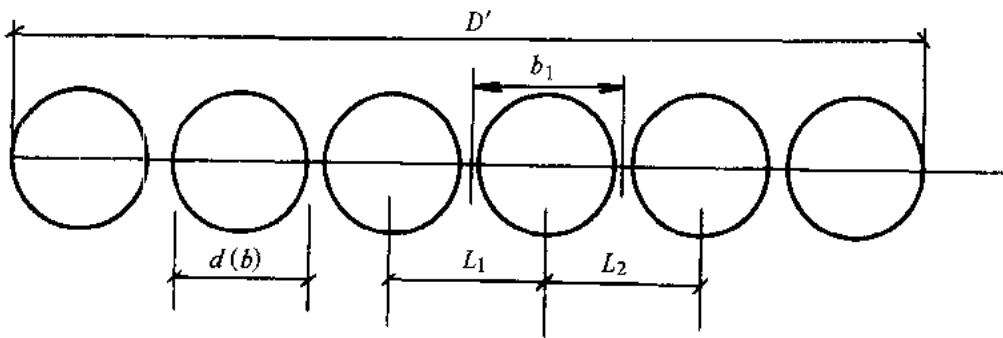


图 4-14 桩的计算宽度

### 4.3 单支点排桩支护的计算

顶端支撑 (或锚系) 的排桩支护结构与顶端自由 (悬臂) 的排桩二者是有区别的。顶端支撑的支护结构, 由于顶端有支撑而不致移动而形成一铰接的简支点。至于桩埋入土内部分, 入土浅时为简支, 深时则为嵌固。下面所介绍的就是桩因入土深度不同而产生的几种情况。

1) 支护桩入土深度较浅, 支护桩前的被动土压力全部发挥, 对支撑点的主动土压力的力矩和被动土压力的力矩相等 (图 4-15a)。此时墙体处于极限平衡状态, 由此得出的跨间正弯矩  $M_{\max}$  其值最大, 但入土深度最浅为  $t_{\min}$ 。这时其墙前以被动土压力全部被利用, 墙的底端可能有少许向左位移的现象发生。

2) 支护桩入土深度增加, 大于  $t_{\min}$  时 (图 4-15b), 则桩前的被动土压力得不到充分发挥与利用, 这时桩底端仅在原位置转动一角度而不致有位移现象发生, 这时桩底的土压力便等于零。未发挥的被动土压力可作为安全度。

3) 支护桩入土深度继续增加, 墙前墙后都出现被动土压力, 支护桩在土中处于嵌固状态, 相当于上端简支下端嵌固的超静定梁。它的弯矩已大大减小而出现正负二个方向的弯矩。其底端的嵌固弯矩  $M_2$  的绝对值略小于跨间弯矩  $M_1$  的数值, 压力零点与弯矩零点约相

吻合 (图 4-15c)。

4) 支护桩的入土深度进一步增加 (图 4-15d), 这时桩的入土深度已嫌过深, 墙前墙后的被动土压力都不能充分发挥和利用, 它对跨间弯矩的减小不起太大的作用, 因此支护桩入土深度过深是不经济的。

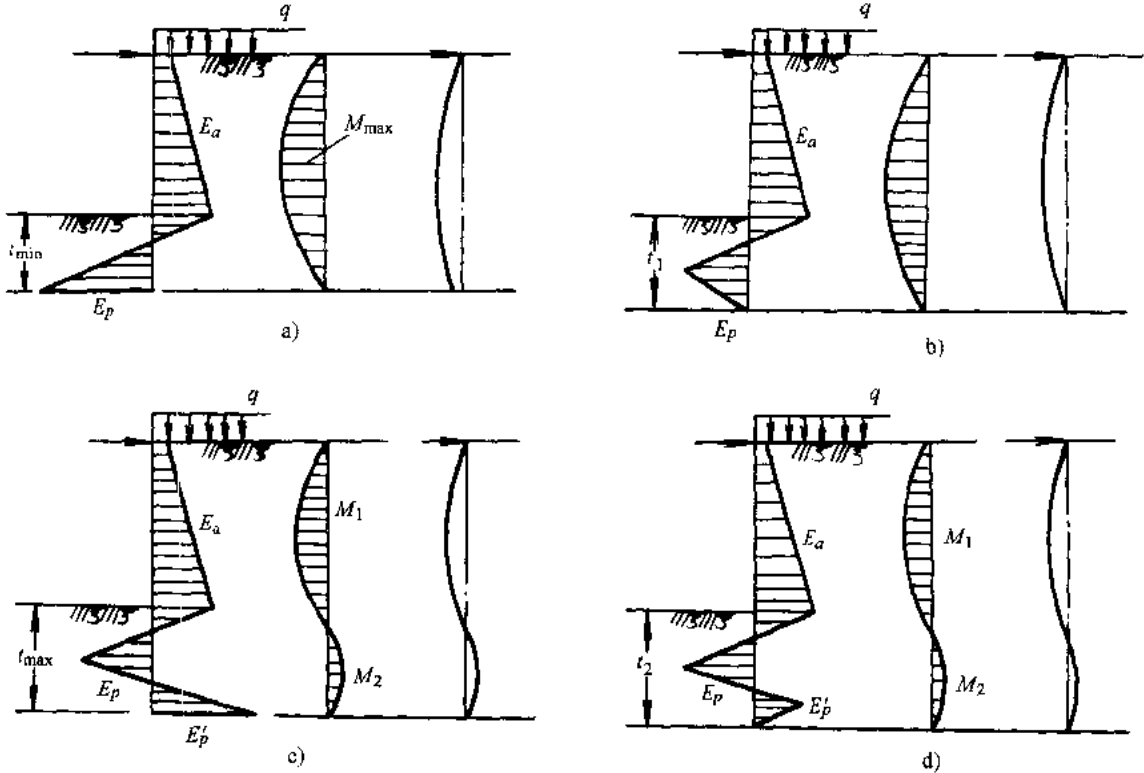


图 4-15 入土深度不同的板桩墙的土压力分布、弯矩及变形图

以上四种状态中, 第四种的支护桩入土深度已嫌过深而不经济, 所以设计时都不采用。第三种是目前常采用的工作状态, 一般使正弯矩为负弯矩的 110%~115%作为设计依据, 但也有采用正负弯矩相等作为依据的。由该状态得出的桩虽然较长, 但因弯矩较小, 可以选择较小的断面, 同时因入土较深, 比较安全可靠。若按第一、第二种情况设计, 可得较小的入土深度和较大的弯矩, 对于第一种情况, 桩底可能有少许位移。自由支承比嵌固支承受力情况明确, 造价经济合理。

### 4.3.1 自由端单支点支护桩的计算 (平衡法)

图 4-16 是单支点自由端支护结构的断面, 桩的右面为主动土压力, 左侧为被动土压力。可采用下列方法确定桩的最小入土深度  $t_{min}$  和水平向每延米所需支点力 (或锚固力)  $R$ 。

如图 4-16 所示, 取支护单位长度, 对  $A$  点取矩, 令  $M_A=0, \sum Z=0$ , 则有

$$M_{Ea1} + M_{Ea2} - M_{Ep} = 0 \tag{4-39}$$

$$R = E_{a1} + E_{a2} - E_p \tag{4-40}$$

式中  $M_{Ea1}, M_{Ea2}$ ——基坑底以上及以下主动土压力合力对  $A$  点的力矩;

- $M_{EP}$ ——被动土压力合力对  $A$  点的力矩；  
 $E_{a1}$ 、 $E_{a2}$ ——基坑底以上及以下主动土压力合力；  
 $E_p$ ——被动土压力合力。

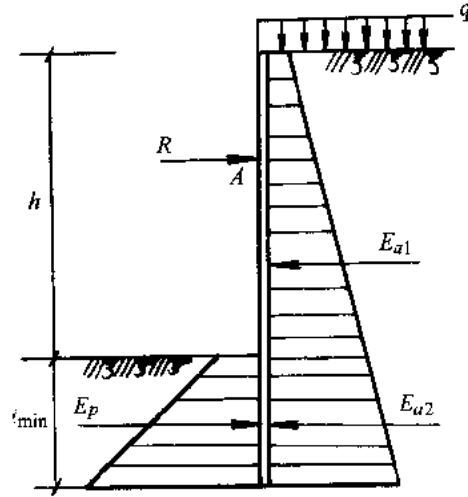


图 4-16 单支点排桩支护的静力平衡计算简图

### 4.3.2 图解分析法（弹性线法）

单支点挡墙按第三种情况设计的图解分析法是将挡墙按一端固定另一端简支的梁来研究。挡墙两侧作用着分布荷载，即主动土压力和被动土压力。在计算过程中，我们所要求出的是挡墙的入土深度、支撑反力、跨中弯矩和嵌固弯矩。

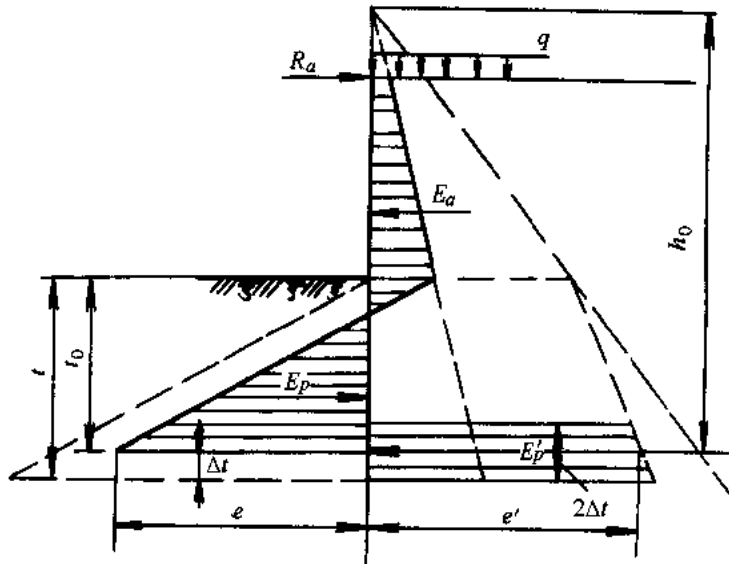


图 4-17 单支点桩墙土压力计算图

挡墙底端土压力的分布为（如图 4-17）：



$$\text{挡墙右侧: } e' = \gamma(K'K_p h_0 - K_a t_0) \quad (4-41)$$

$$\text{挡墙左侧: } e = \gamma(KK_p t_0 - K_a h_0) \quad (4-42)$$

式中的  $K$ 、 $K'$  代表墙前、墙后的被动土压力数值的增减系数，其值随土的内摩擦角而改变。由于墙前破坏棱体因向上移动而使墙对土产生向下的摩擦力（土对墙的摩擦力方向相反），此摩擦力阻挡破坏棱体的滑动，于是墙前被动土压力因之而有所增大。作用在墙后的被动土压力与上述相反而产生向上的摩擦力（土对墙则产生向下的摩擦力），这样墙后被动土压力将因此而减小。表 4-8 为不同材料桩墙的被动土压力增减系数表。

表 4-8 被动土压力增减系数表

$\varphi$	$K$		$K'$
	木和钢板桩	钢筋混凝土板桩	
40°	2.3	3.0	0.35
35°	2.0	2.6	0.41
30°	1.8	2.3	0.47
25°	1.7	2.1	0.55
20°	1.6	1.8	0.64
15°	1.4	1.5	0.75
10°	1.2	1.2	1.00

用图解法求挡墙的强度和稳定性的计算步骤如下：

1) 任意选定一  $t_0$  值，计算作用在挡墙上的各层土压力强度，按照所求得的土压力强度作压力分布图（图 4-18a）。此时暂不考虑  $E_p'$ ，留在以后作力矩和决定板桩入土深度  $t_0$  时再去计算。但需考虑墙对土的摩擦而计入增减系数  $K$  及  $K'$ ；

2) 将土压力分布图按 0.5~1.0m 的高度分成若干小块，并用相应的集中力来代替每一小块的面积分布力，其作用点在每一小块面积的重心上（图 4-18b）；

3) 按适当的比例选定极点，作力多边形图（图 4-18c）及索线多边形弯矩图（图 4-18d）。通过最上面一根索线与支撑力（或锚拉力） $R_0$  作用线的交点向下引一索多边形弯矩图的闭合线，使跨中弯矩比底端固定弯矩大 10%~15%。当上述闭合线与最下面索线的交点恰好在底部小面积底端的水平线上时，就代表所有力处于平衡状态。因此，在计算过程中先使弯矩图的索多边形能够闭合，然后再求作用力的大小，这时可把最后两三块的高度分得更细些；

4) 根据材料力学弯矩面积求挠度的原理，把索多边形弯矩图分成若干小块作为荷重，其分法与前相仿，计算每一小块的面积并以集中压力代表（图 4-18e），选一适当的比例尺，然后绘力多边形和相应的索多边形（图 4-18f、g）。此索多边形就是板桩的变形曲线图（图 4-18g）。根据变形曲线图即可判定挡墙的入土深度。

假若通过变形图上最上一根索线与支撑力作用线的交点所引的垂线恰好与底端变形曲线相切，切点在弯矩图上（图 4-18d）闭合线与最后索线的交点上，就表明墙体底端是嵌固不动的；

假设变形曲线图不能闭合，就必须另行假定板桩入土深度，重新按照上述步骤作图计

算。通常重作弹性变形曲线是不需要的，因为作闭合线时已使  $M_{max}$  (跨中) = (1.1~1.15)  $M$  (固端)，则第一次试算就可达到相当的精确度。事实上实际设计中只要满足跨中弯矩为固端弯矩的 1.1~1.15 倍这一条件就可以了，不一定再作弹性变形曲线，只有在必要的情况下，为了求出墙体的真正挠度时，才重新作弹性变形曲线；

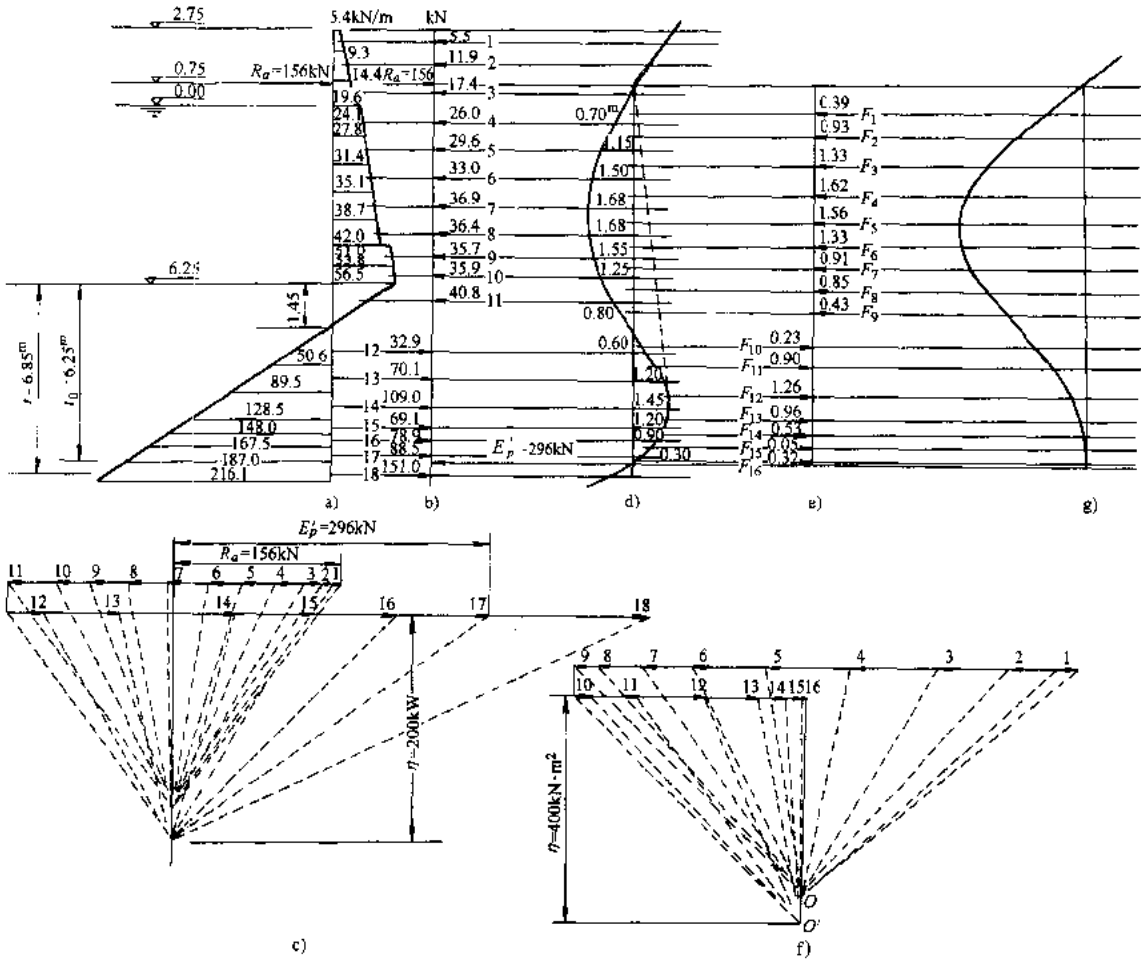


图 4-18 单支点挡墙图解分析法计算图

5) 支撑力  $R_a$  及底端反力  $E_p'$  可在力多边形图上直接量得。即由极点作与索多边形弯矩图闭合线的平行线，使与力线相交就可量得  $R_a$  及  $E_p'$  之值 (图 4-18c)。求得  $E_p'$  后，可按下列式求得  $\Delta t$ ：

$$\Delta t = \frac{E_p'}{2e'} \quad (4-43)$$

式中  $e'$  ——按式 (4-41) 确定，并考虑摩擦力的影响。

板桩的最大弯矩可由弯矩图上最大横坐标  $y_{max}$  与极距  $\eta$  相乘而得

$$M_{max} = y_{max} \eta \quad (4-44)$$

例：图 4-18 示一挡墙，其顶面高程为 +2.75m，土的性质如表 4-9 所示。

表 4-9 土的物理力学性质

高程/m	土的重度 $\gamma/\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$	内摩擦角 $\varphi$ (°)
2.75~0.00	19.0	35
0.00~-4.90	11.0	30
-4.90 以下	10.0	25

地表荷载  $q=20\text{kN/m}^2$

根据计算得到的土压力作用力多边形图 (图 4-18c) 及索多边形弯矩图 (图 4-18d) 得  $R_a=1.56\text{kN/m}$ ,  $E_p'=296\text{kN/m}$ , 跨中最大弯矩

$$M_{\max}=y \cdot q=1.68 \times 200=336\text{kN}\cdot\text{m}$$

下端固定弯矩:  $M=1.45 \times 200=290\text{kN}\cdot\text{m}$

由该例可以看出, 跨中  $M_{\max}$  约为下端嵌固  $M$  的 1.15 倍。

将弯矩图分为 16 个小块, 由三角形或梯形的小块面积算出弯矩荷载的大小及由作图法定出其作用点的位置。按所算出的弯矩荷载作相应的索多边形而得板桩的弹性变形图 (图 4-18g)。根据作图结果, 以板桩在高程-12.50m 处嵌固最适宜。

$$\Delta t = \frac{E_p'}{2\gamma_3(K'K_p h_0 - K_a t_0)}$$

式中  $K_p = \tan^2(45^\circ + \frac{25^\circ}{2}) = 2.46$

$K' = 0.55$  ( $\varphi = 25^\circ$  查表 4-8 得到)

$h_0 = 20.2\text{m}$

$K_a = \tan^2(45^\circ - \frac{25^\circ}{2}) = 0.405$

$t_0 = 6.25\text{m}$

$$\Delta t = \frac{29.6}{2 \times 1.0(0.55 \times 2.46 \times 20.2 - 0.405 \times 6.25)} \text{m} = \frac{14.8}{27.3 - 2.53} \text{m} = 0.6\text{m}$$

墙体入土深度:

$$t = t_0 + \Delta t = (6.25 + 0.6) \text{m} = 6.85\text{m}$$

如因某种原因桩端在土中不可能嵌固, 可按照两端简支的梁来设计, 即可用静力平衡方程求得。当然, 也可用图解法求得, 如图 4-18d 中最外边的一根虚线就是桩底简支情况下的闭合线, 切点就是板桩入土深度最低点, 其深度假使再小一点, 板桩就不稳定。

实践证明, 按照上法算得的最大弯矩要比实际产生的弯矩大得多。所以在实际设计中一直运用一个经验的弯矩折减系数来修正计算所得的弯矩。根据丹麦的研究成果, 该系数在 0.6~0.8 之间, 一般采用 0.74。所以实际设计时的计算弯矩应当为

$$M = 0.74 M_{\max} \quad (4-45)$$

对支撑反力而言, 用此法算得的结果并没有多余的安全度, 相反却发现不够安全的情况, 因而在实际设计时, 将支撑力加大 35%, 即实际设计支撑反力应为

$$R=1.35R_0 \quad (4-46)$$

### 4.3.3 等值梁法

等值梁法是前面介绍的图解—分析法的简化。桩入坑底土内有弹性嵌固（铰结）与固定两种，现按前述第三种情况，即可当作一端弹性嵌固另一端简支的梁来研究。挡墙两侧作用着分布荷载，即主动土压力与被动土压力，如图 4-19a 所示。在计算过程中所要求出的仍是桩的入土深度、支撑反力及跨中最大弯矩。

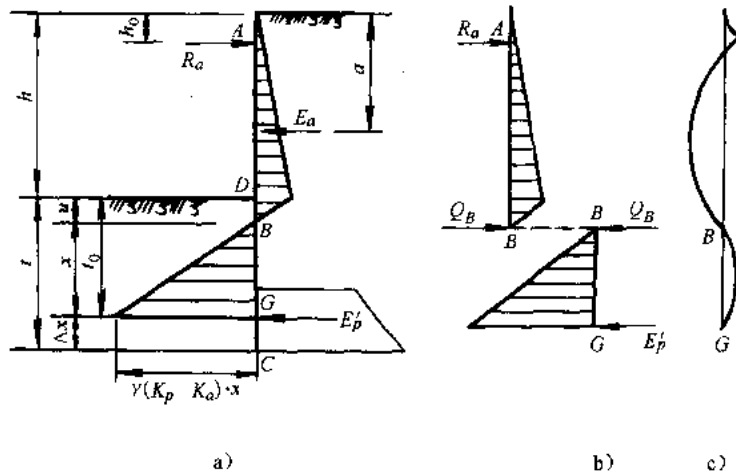


图 4-19 等值梁法计算简图

单支撑挡墙下端为弹性嵌固时，其弯矩图如图 4-19c 所示，若在得出此弯矩图前已知弯矩零点位置，并于弯矩零点处将梁（即桩）断开以简支计算，则不难看出所得该段的弯矩图将同整梁计算时一样，此断梁段即称为整梁该段的等值梁。对于下端为弹性支撑的单支撑挡墙其净土压力零点位置与弯矩零点位置很接近，因此可在压力零点处将板桩划开作为两个相联的简支梁来计算。这种简化算法就称为等值梁法，其计算步骤如下（图 4-19）：

(1) 根据基坑深度、勘察资料等，计算主动土压力与被动土压力，求出土压力零点  $B$  的位置，按式 (4-11) 计算  $B$  点至坑底的距离  $u$  值；

(2) 由等值梁  $AB$  根据平衡方程计算支撑反力  $R_0$  及  $B$  点剪力  $Q_B$

$$\left. \begin{aligned} R_0 &= \frac{E_a(h+u-a)}{h+u-h_0} \\ Q_B &= \frac{E_a(a-h_0)}{h+u-h_0} \end{aligned} \right\} \quad (4-47)$$

(3) 由等值梁  $BG$  求算板桩的入土深度，取  $\sum M_G=0$ ，则

$$Q_B x = \frac{1}{6} [K_p \gamma (u+x) - K_a \gamma (h+u+x)] x^2$$

由上式求得

$$x = \sqrt{\frac{6Q_B}{\gamma(K_p - K_a)}} \quad (4-48)$$

由上式求得  $x$  后，桩的最小入土深度可由下式求得

$$t_0 = u + x \quad (4-49)$$

如土质差时，应乘系数 1.1~1.2，即

$$t = (1.1 \sim 1.2) t_0 \quad (4-50)$$

(4) 由等值梁求算最大弯矩  $M_{\max}$  值。

## 4.4 多支点排桩支护的计算

当基坑比较深时，为了减少支护桩的弯矩可以设置多层支撑。支撑层数及位置要根据土质、坑深、桩的直径（厚度）、支撑结构的材料强度，以及施工要求等因素拟定。

目前对多支撑支护结构的计算方法很多，一般有等值梁法（连续梁法）；支撑荷载的 1/2 分担法；逐层开挖支撑力不变法；有限元法等。

### 4.4.1 连续梁法

前已阐明等值梁法的计算原理，当多支撑时其计算原理相同，一般可当作刚性支承的连续梁计算（即支座无位移），并应对每一施工阶段建立静力计算体系。

如图 4-20 所示的基坑支护系统，应按以下各施工阶段的情况分别进行计算。

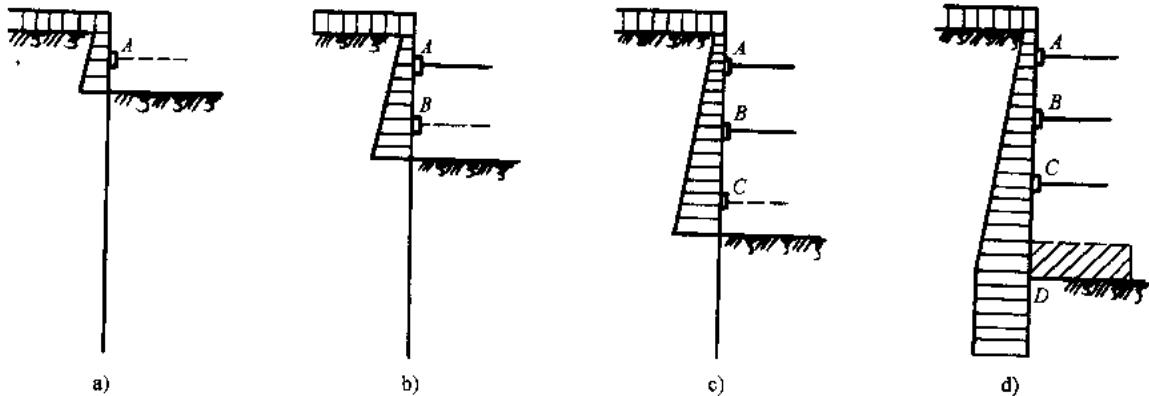


图 4-20 各施工阶段的计算简图

- 1) 在设置支撑  $A$  以前的开挖阶段（图 4-20a），可将挡墙作为一端嵌固在土中的悬臂桩。
- 2) 在设置支撑  $B$  以前的开挖阶段（图 4-20b），挡墙是两个支点的静定梁，两个支点分别是  $A$  及土中净土压力为零的一点。
- 3) 在设置支撑  $C$  以前的开挖阶段（图 4-20c），挡墙是具有三个支点的连续梁，三个支点分别为  $A$ 、 $B$  及土中的土压力零点。
- 4) 在浇筑底板以前的开挖阶段（图 4-20d），挡墙是具有四个支点的三跨连续梁。

以上各工阶段, 挡墙在土内的下端支点, 已如上述取土压力零点, 即地面以下的主动土压力与被动压力平衡之点。但是对第 2 阶段以后的情况, 也有其他一些假定, 常见的有:

- 1) 最下一层支撑以下主动压力弯矩和被动压力弯矩平衡之点, 亦即零弯矩点;
- 2) 开挖工作面以下, 其深度相当于开挖高度 20% 左右的一点;
- 3) 上端固定的半无限长弹性支承梁的第一个不动点;

4) 对于最终开挖阶段, 其连续梁在土内的理论支点取在基坑底面以下  $0.6t$  处 ( $t$  为基坑底面以下土的入土深度)。

**实例** 北京京城大厦, 超高层建筑, 地上 52 层, 地下 4 层, 地面以上高 183.53m, 箱形基础, 埋深 23.76m (按 23.5m 计算), 采用进口 27m 长 H 型钢桩 (488mm×300mm) 挡土, 锤击打入, 间距 1.1m。三层锚杆拉结。地质资料如图 4-21 所示。

各层土平均重度  $\gamma = 19\text{kN}/\text{m}^3$ , 土的内摩擦角  $\varphi$  平均为  $30^\circ$ , 粘聚力  $C = 10\text{kPa}$ , 23m 以下为砂卵石, 贯入度大于 100,  $\varphi = 35^\circ \sim 43^\circ$ , 潜水位深于 23~30m 的圆砾石中, 深 10m 内有上层滞水。

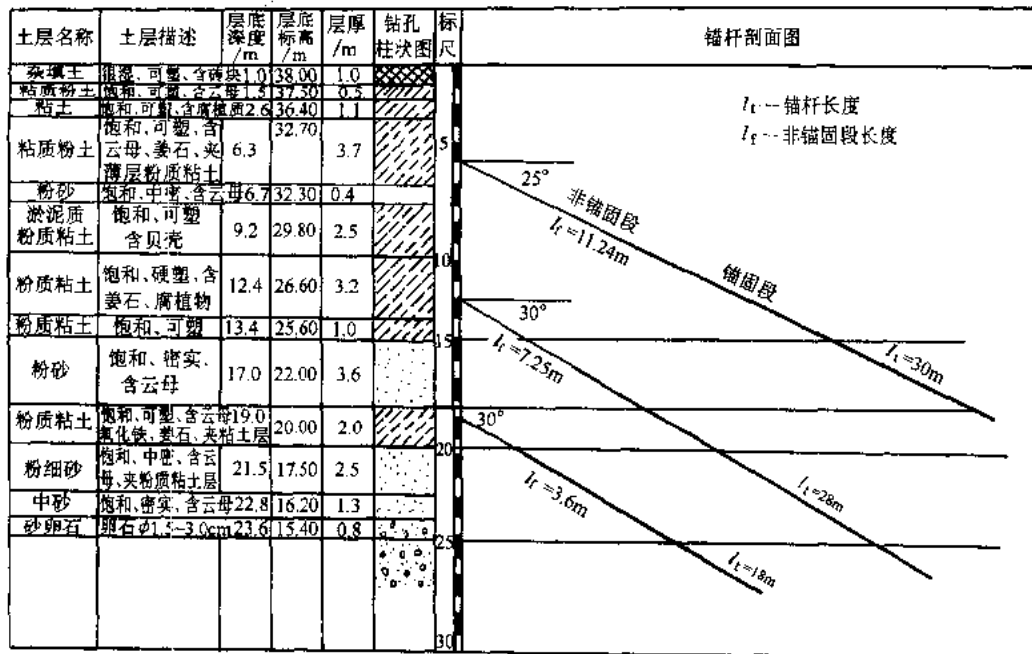


图 4-21 北京京城大厦地质剖面及锚杆示意图

地面荷载按  $10\text{kN}/\text{m}^2$  计。

### 1. 参数计算

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.33$$

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

$$= \left[ \frac{\cos 36^\circ}{\sqrt{\cos 25^\circ - \sqrt{\sin(36^\circ + 25^\circ) \sin 36^\circ}}} \right]^2 = 11.8$$

上式中计算被动土压力系数采用式 (2-31), 考虑桩已在基坑下砂卵石中, 取  $\varphi_p$  值为  $36^\circ$ ,  $\delta=2\varphi/3$  约为  $25^\circ$ ,  $\varepsilon=0$ ,  $\beta=0$ 。

### 2. 土压力为零 (近似零弯点) 距离基坑底面距离的计算

$$u = \frac{e_q + e_a}{\gamma(K_p - K_a)} = \frac{10 \times 0.33 + 19 \times 0.33 \times 23.5}{19 \times (11.8 - 0.33)} \text{m} = 0.69 \text{m}$$

### 3. 计算固端弯矩

基坑支护简图如图 4-22 所示。将支护桩画成一连续梁, 其荷载为土压力, 如图 4-23 所示。

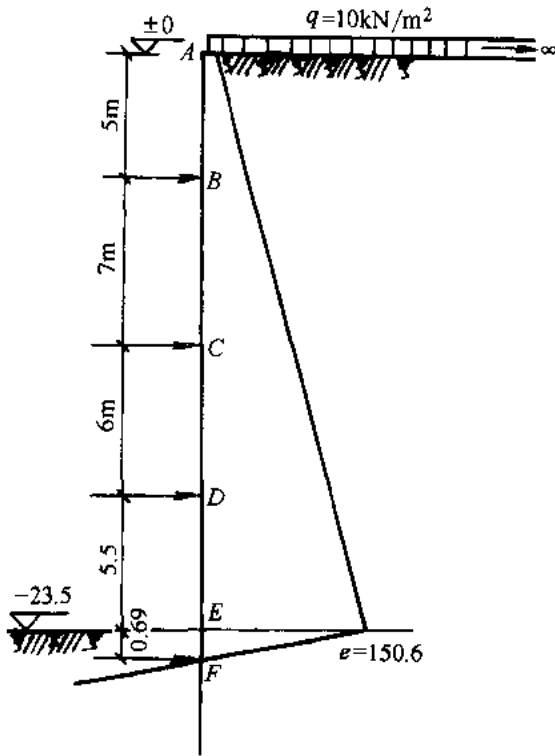


图 4-22 基坑支护简图

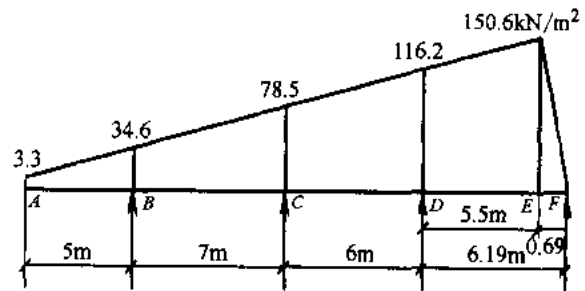


图 4-23 挡墙作为连续梁计算简图

#### (1) 连续梁 AB 段悬臂部分弯矩

$$M_B = \left( 3.3 \times \frac{5^2}{2} + (34.6 - 3.3) \times \frac{5}{2} \times \frac{5}{3} \right) \text{kN} \cdot \text{m} = (41.25 + 130.6) \text{kN} \cdot \text{m} = 171.8 \text{kN} \cdot \text{m}$$

#### (2) 梁 BC 段

$$M_C = \left( \frac{(7 \times 34.6 + 8 \times 78.5) \times 7^2}{120} - \frac{171.8}{2} \right) \text{N} \cdot \text{m} = 269.4 \text{N} \cdot \text{m}$$

#### (3) 梁 CD 段

$$M_C = \left( -\frac{78.5 \times 6^2}{12} - \frac{(116.2 - 78.5) \times 6^2}{30} \right) \text{kN} \cdot \text{m} = -280.7 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_D = \left( -\frac{78.5 \times 6^2}{12} + \frac{(116.2 - 78.5) \times 6^2}{20} \right) \text{kN} \cdot \text{m} = 303.4 \text{kN} \cdot \text{m}$$

#### (4) 梁 DEF 段

梁 DEF 段, F 点为零弯矩点, D 点的弯矩

$$M_D = -637 \text{kN} \cdot \text{m}$$

#### 4. 弯矩分配

计算固端弯矩不平衡, 需用弯矩分配法来平衡支点 C、D 的弯矩。通过弯矩分配, 得出各支点的弯矩为

$$M_B = -171.8 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_C = -235.8 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_D = -486 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_F = 0$$

#### 5. 求各支点反力

$$R_B = 167.2 \text{kN}$$

$$R_C = 434.7 \text{kN}$$

$$R_D = 896.9 \text{kN}$$

$$R_F = 388 \text{kN}$$

各种工况下, 各层锚杆的支点反力及正负弯矩值汇总于表 4-10, 上述计算结果主要反映在工况 4 中。

表 4-10 各层锚杆的支点反力及正负弯矩表

工况	开挖深度 /m	第一层锚杆			第二层锚杆			第三层锚杆		
		$R_B$ /kN	$M_B$ /kN·m	$M_{BC}$ /kN·m	$R_C$ /kN	$M_C$ /kN·m	$M_{CD}$ /kN·m	$R_D$ /kN	$M_D$ /kN·m	$M_{DF}$ /kN·m
1	-5.5			491.5						
2	-12.5	363.6	-183.3	535						
3	-183.5	196.2	-158.3	116	578.5	-416.8	545.8			
4	-23.5	167.2	-171.8	142.6	434.7	-235.8	72	896.9	-486	395.9

#### 6. 复核 488H 型钢的强度

进口的 488×300H 型钢的截面系数  $\overline{W}_x = 2910 \text{cm}^3$ ,  $[\sigma] = 200 \text{MPa}$ , 计算最大弯矩  $M_{CD} = 545.8 \text{kN} \cdot \text{m}$ , H 型钢中距为 1.1m, 因此

$$545.8 \times 1.1 \text{kN} \cdot \text{m} = 600.4 \text{kN} \cdot \text{m}$$



$$\sigma = \frac{M}{W_x} = \frac{600.4 \times 1000 \times 1000}{2910 \times 10 \times 10 \times 10} \text{ kN/mm}^2 = 206.3 \text{ kN/mm}^2$$

$$< 200 \text{ N/mm}^2 \times 105\% = 210 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{满足})$$

### 7. H型钢插入深度计算

前已计算出土压力零点  $u=0.69\text{m}$

按式 (4-48) 计算  $x$

$$x = \sqrt{\frac{6R_F}{\gamma(K_p - K_a)}} = \sqrt{\frac{6 \times 388}{19 \times (11.8 - 0.33)}} \text{ m} = 3.2 \text{ m}$$

$$t_0 = u + x = (0.69 + 3.2) \text{ m} = 3.89 \text{ m}$$

H型钢桩底已打入砂卵石层, 实际 H型钢桩长 27m, 即入土 3.5m。

### 4.4.2 支撑荷载的 1/2 分担法

当作用在设有支撑的挡墙墙后主动土压力, 按太沙基和泼克假定的包络图采用时, 支撑或拉杆的内力及其在墙中弯矩的计算, 可照以下经验方法进行 (如图 4-24)

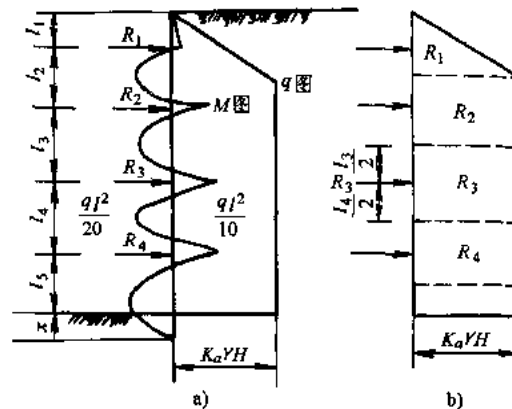


图 4-24 支撑荷载的 1/2 分担法

1) 简单地认为每道支撑或拉杆所受的力是相应于相邻两个半跨的土压力荷载值, 如图 4-24 中所表示的;

2) 土压力强度为  $q$ , 对于按连续梁计算, 最大支座弯矩 (三跨以上) 为

$$M = \frac{ql^2}{10}$$

最大跨中弯矩为

$$M = \frac{ql^2}{20}$$

这种方法由于荷载图式多采用实测支撑力反算的经验包络图, 所以仍具有一定的实用性, 特别对于估算支撑轴力有一定的参考价值。

### 4.4.3 “m”法

对于设有多道支撑或拉杆的挡墙，第 4.2 节中的基床系数法  $m$  法同样可以适用。此时可以用结构力学的力法（或位移法）来求解支撑或拉杆内力，挡墙在基坑底面以上的悬臂部分也可以用一般结构力学方法计算其内力，至于挡墙在基坑底面以下的入土部分计算，在求得支撑力后，可与通常  $m$  法一样分析其内力。

以设有三道支撑的挡墙为例（图 4-25），当采用力法求解时，先去掉三个支撑，置以三个反力  $R_a$ 、 $R_b$ 、 $R_c$  为基本未知量，从而使该三次超静定结构成为静定的基本体系。根据 a、b、c 三个支点的水平变位为零的条件可以建立三个正则方程式

$$\left. \begin{aligned} R_a \delta_{aa} + R_b \delta_{ab} + R_c \delta_{ac} + \Delta_{ap} &= 0 \\ R_a \delta_{ba} + R_b \delta_{bb} + R_c \delta_{bc} + \Delta_{bp} &= 0 \\ R_a \delta_{ca} + R_b \delta_{cb} + R_c \delta_{cc} + \Delta_{cp} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (4-51)$$

式中  $R_a$ 、 $R_b$ 、 $R_c$ ——相应的三个支点反力；

$\delta_{aa}$ ——在  $R_a=1$  作用下，基本体系沿  $R_a$  方向变位；

$\delta_{bb}$ ——在  $R_b=1$  作用下，基本体系沿  $R_b$  方向变位；

$\delta_{cc}$ ——在  $R_c=1$  作用下，基本体系沿  $R_c$  方向变位；

$\delta_{ab}$ 、 $\delta_{ba}$ ——在  $R_b=1$  作用下，基本体系沿  $R_a$  方向的变位和  $R_a=1$  作用下，基本体系沿  $R_b$  方向的变位；

$\delta_{bc}$ 、 $\delta_{cb}$ ——在  $R_c=1$  作用下，基本体系沿  $R_b$  方向的变位和  $R_b=1$  作用下，基本体系沿  $R_c$  方向的变位；

$\Delta_{ap}$ 、 $\Delta_{bp}$ 、 $\Delta_{cp}$ ——基本体系在土压力作用下，沿  $R_a$ 、 $R_b$ 、 $R_c$  方向的变位。

在任意侧向荷载作用下，板桩墙基坑底以上悬臂部分的水平位移可以如下方法求得：

在图 4-26 中， $N$  点的水平变位  $\delta_{Nq}$  可利用迭加原理，由三部分组成：

1) 挡墙作为弹性地基杆件，在基坑底面处  $o$  点受力  $H_0$  ( $q_y$  的合力) 及弯矩  $M_0$  ( $q_y$  对  $o$  点的弯矩) 后， $o$  点的水平变位。

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

2) 挡墙作为弹性地基杆件，在基坑底面处  $o$  点受力  $H_0$  及弯矩  $M_0$  后，产生转角  $\phi_0$ ，因转角  $\phi_0$  而在  $N$  点处产生的水平变位

$$\phi_0(l - y') = (H_0 \delta_{MH} + M_0 \delta_{MM})(l - y')$$

其中，按题意， $\phi_0 = -(H_0 \delta_{MH} + M_0 \delta_{MM})$  取绝对值。

3) 挡墙悬臂部分作为悬臂梁，在任意荷载  $q_y$  作用下，在  $N$  点产生的水平变位  $\delta'_{Nq}$ 。

$N$  点在任意荷载  $q_y$  作用下的总水平变位为

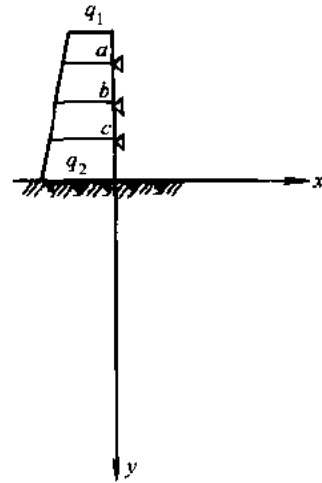


图 4-25 多支撑墙计算示意图

$$\delta_{Nq} = x_0 + \phi_0(l - y') + \delta'_{Nq} \quad (4-52)$$

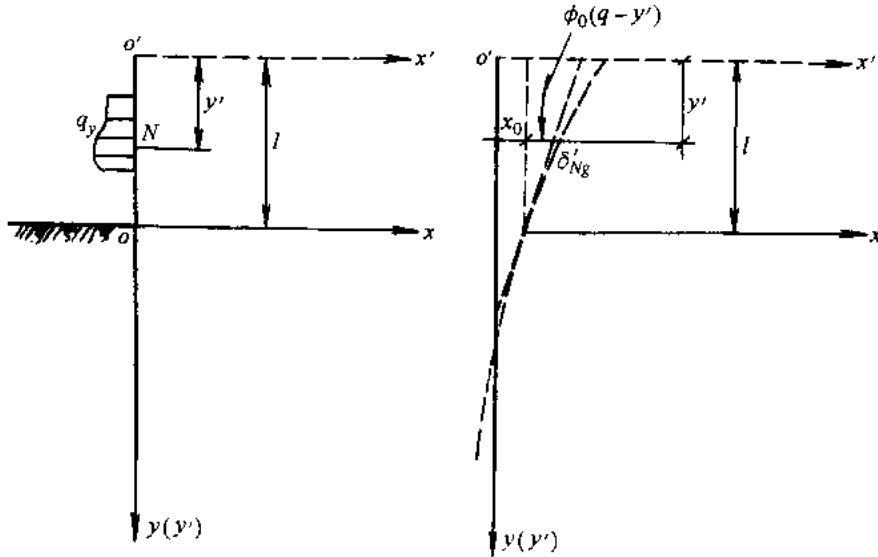


图 4-26 在任意荷载作用下墙体变位的计算

在集中力作用下，挡墙的水平变位，可以如下求得：

在图 4-27 中，设集中力  $P$  作用于  $A$  点，则  $H_0=P$ ， $M_0=Pb$ 。此时，任意点  $N$  的水平变位亦由以下三部分组成：

1) 挡墙作为弹性地基杆系在基坑底面处  $o$  点受  $P$  及弯矩  $Pb$  后， $o$  点的水平变位

$$x_0 = P\delta_{HH} + P \cdot b \cdot \delta_{HM} \quad (4-53)$$

2) 挡墙作为弹性地基杆体，在基坑底面处  $o$  点受力  $P$  及弯矩  $P \cdot b$  后产生的转角  $\phi_0$  在  $N$  点引起的水平变位

$$\phi_0 b = Pb\delta_{MH} + Pb^2\delta_{MM} \quad (4-54)$$

其中，按题意， $\phi_0 = -(P\delta_{MH} + Pb\delta_{MM})$  取绝对值。

3) 挡墙悬臂部分作为悬臂梁，在集中力  $P$  作用下，在  $N$  点产生的水平变位，可以根据材料力学求得：

当  $N$  点位于  $Ao'$  段时，

$$\delta'_{Np} = \frac{Pb^2l}{6EI} \left( 3 - \frac{b}{l} - 3\frac{y'}{l} \right) \quad (4-55)$$

当  $N$  点位于  $ao$  段时，

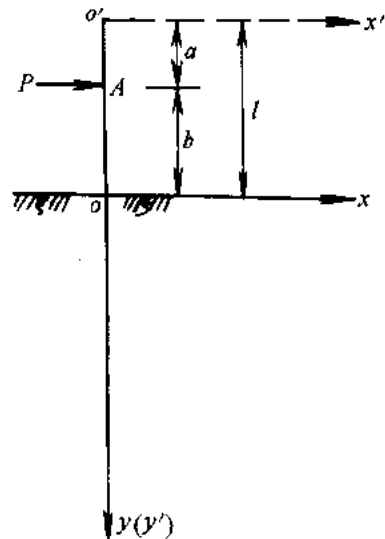


图 4-27 挡墙在集中荷载作用下

$$\delta'_{Np} = \frac{Pb^3}{6EI} \left[ 2 - 3\frac{y'-a}{b} + \frac{(y'-a)^3}{b^3} \right] \quad (4-56)$$

由此得到  $N$  点的水平变位  $\delta_{Np}$  为式 (4-53)、式 (4-54)、式 (4-55) 之和, 或式 (4-53)、式 (4-54)、式 (4-56) 之和。

当  $N$  点位于  $A$  当时,  $y' = a$ , 则从式 (4-55) 或式 (4-56) 可得。

$$\delta_{AP} = \frac{Pb^3}{3EI} \quad (4-57)$$

因此, 从式 (4-53)、式 (4-55)、式 (4-57) 可得

$$\delta_{AP} = P\delta_{HH} + 2Pb\delta_{HM} + Pb^2\delta_{MM} + \frac{Pb^3}{3EI} \quad (4-58)$$

在梯形荷载 (相当于水、土压力) 作用下, 挡墙的水平变位亦可相似地求得:

在图 4-28 中, 梯形荷载的合力  $H_0 = Q = \frac{1}{2}(q_1 + q_2)l$ , 合力离基坑面力臂

$$b = \frac{q_2 + 2q_1}{3(q_1 + q_2)} l, \quad M_0 = Qb$$

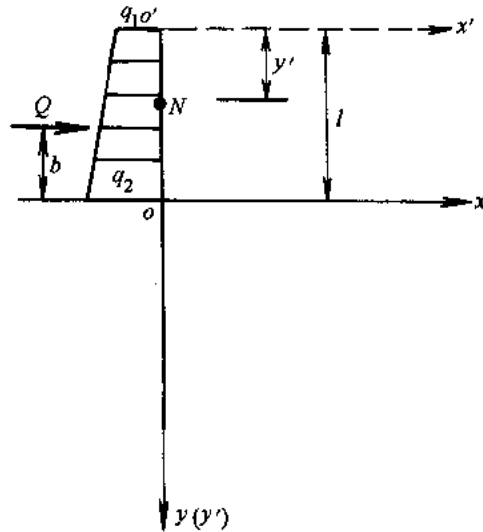


图 4-28 挡墙在梯形荷载作用下

1) 挡墙作为弹性地基杆件, 在基坑底面处  $o$  点受力  $Q$  及弯矩  $Qb$  后,  $o$  点的水平变位

$$x_0 = Q\delta_{HH} + Qb\delta_{HM} \quad (4-59)$$

2) 挡墙作为弹性地基杆件, 在基坑底面  $o$  点受力  $Q$  及弯矩  $Qb$  后, 产生的转角  $\phi_0$  在  $N$  点引起的水平变位

$$\phi_0(l - y') = (Q\delta_{MH} + Qb\delta_{MM})(l - y') \quad (4-60)$$

同样,  $\phi_0$  按题意取绝对值。

3) 挡墙悬臂部分作为悬臂梁, 在梯形土压力荷载作用下, 在  $N$  点产生的水平变位, 从材料力学可知为

$$\delta'_{Nq} = \frac{l^4}{120EI} \left\{ 5q_1 \left[ 3 - 4\left(\frac{y'}{l}\right) + \left(\frac{y'}{l}\right)^4 \right] + q_0 \left[ 4 - 5\left(\frac{y'}{l}\right) + \left(\frac{y'}{l}\right)^5 \right] \right\} \quad (4-61)$$

从式 (4-59)、式 (4-60)、式 (4-61) 可以求得  $N$  点总的水平变位为

$$\Delta_{Np} = Q \cdot \delta_{HH} + [Qb + Q(l-y')] \delta_{HM} + Qb(l-y') \delta_{MM} + \frac{l^4}{120EI} \left\{ 5q_1 \left[ 3 - 4\left(\frac{y'}{l}\right) + \left(\frac{y'}{l}\right)^4 \right] + q_0 \left[ 4 - 5\left(\frac{y'}{l}\right) + \left(\frac{y'}{l}\right)^5 \right] \right\} \quad (4-62)$$

式中  $Q = \frac{1}{2}(q_1 + q_2)l$ ;

$$b = \frac{q_2 + 2q_1}{3(q_1 + q_2)} l;$$

$$q_0 = q_2 - q_1.$$

在式 (4-53) ~ 式 (4-58) 中, 设  $P=1$ , 即可分别求出正则方程式中的系数  $\delta_{aa}$ 、 $\delta_{bb}$ 、 $\delta_{cc}$ 、 $\delta_{ab}$ 、 $\delta_{ac}$ 、 $\delta_{bc}$  诸值。将有关系数代入式 (4-51), 即可联立求解未知力  $R_a$ 、 $R_b$ 、 $R_c$ 。

**实例** 上海太平洋大饭店钢筋混凝土板桩斜地锚基坑, 按基床系数法  $m$  法的设计计算实例。

### 1. 基本情况

基坑开挖深度为 12.55~13.68m, 濒临主干道, 基坑面积为 120m×80m, 无法采用内支撑方式, 故决定采用 45cm 厚钢筋混凝土板桩, 设四道预应力钢绞线地锚锚拉, 开挖剖面及地质情况如图 4-29 及表 4-11。

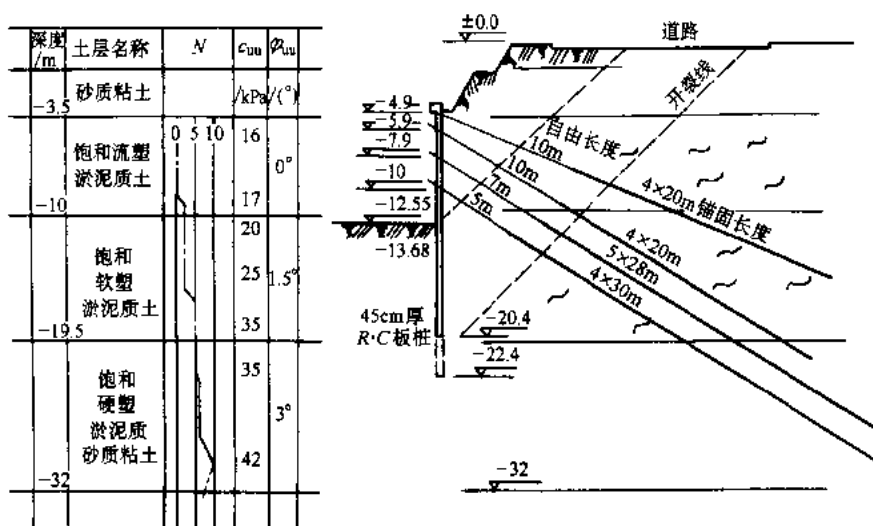


图 4-29 基坑剖面及土层分布

采用基床系数法  $m$  法计算各阶段开挖时地锚的拉力, 并与工程实测结果进行对比。为简化起见, 本实例仅介绍开挖至 -8.4m 阶段的应力计算过程, 其它阶段同理从略。

表 4-11 土层的物理力学指标

编号	深度 /m	容重/ kN·m <sup>-3</sup>	含水率 (%)	空隙 率	无侧限抗压强 度 $q_u/10\text{kN}\cdot\text{m}^{-2}$	压缩系 数 $a_{1-2}$	直剪		三轴		总应力/ 10kN·m <sup>-2</sup>
							$c$	$\varphi$ (°)	$c_u$	$\varphi$ (°)	
1	-6.0	18	40	1.096	0.404	0.062	0	28.2	0.2	2.3	3.93
2	-8.5	17.5	49	1.316	0.274	0.089	0.06	18.5	0.14	1.4	3.06
3	-12.5	17.0	56	1.505	0.334	0.126	0.2	10.3	0.27	0	2.7
4	-10.0		54								
5	-10.0		51								

## 2. 计算开挖到-8.4m时第一道锚杆及第二道锚杆的拉力

(1)  $m$  的取值 用  $m$  法计算时天津陈塘庄混凝土板桩码头实测  $m=2400\text{kN}/\text{m}^4$ ; 宁波在  $\varphi=12^\circ$ ,  $c=0$  的软土取  $m=2000\text{kN}/\text{m}^4$ , 人民广场地下车库计算时取  $m=3000\text{kN}/\text{m}^4$ , 土经加固后取  $m=5000\text{kN}/\text{m}^4$ , 土的  $\varphi=8^\circ$ ,  $c=10\text{kPa}$ 。本工程上层淤泥质土  $N=0\sim 2$ ,  $m$  取  $500\text{kN}/\text{m}^4$  比较合适, 参照日本同类土的实测值也基本一致, 故本计算先取  $m=500\text{kN}/\text{m}^4$  进行计算。

### (2) 计算各系数 计算主动土压力

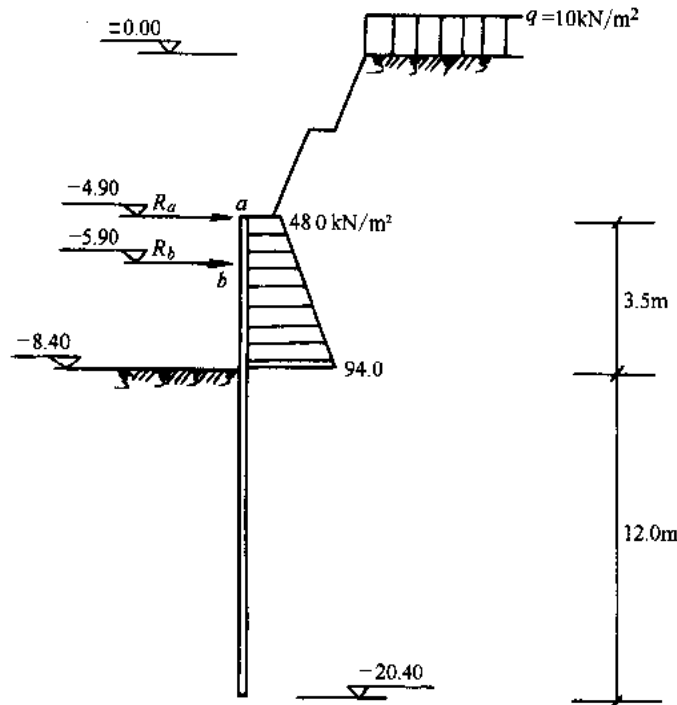


图 4-30 挡墙土压力计算

-4.9m 处: 取  $q=10\text{kN}/\text{m}^2$ ,  $\varphi=20^\circ$ ,  $\gamma=18\text{kN}/\text{m}^3$

$$e_a = (q + \gamma h) \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = (10 + 4.9 \times 18) \tan^2\left(45^\circ - \frac{20^\circ}{2}\right) \text{kN}/\text{m}^2 = 48.0\text{kN}/\text{m}^2$$

-8.4m 处, 取  $\varphi=15^\circ$ ,  $\gamma=17.5\text{kN}/\text{m}^3$

$$e_a = (10 + 4.9 \times 18 + 3.5 \times 17.5) \tan^2\left(45^\circ - \frac{15^\circ}{2}\right) \text{kN}/\text{m}^2 = 94.0\text{kN}/\text{m}^2$$

取  $m=500\text{kN/m}^4$ , 板桩厚 45cm, 取墙宽 1m:

$$EI = \frac{2.7 \times 10^7}{1.5} \times \frac{1}{12} \times 1 \times 0.45^3 \text{ kN} \cdot \text{m}^2 = 0.013669 \times 10^7 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb_1}{EI}} = \sqrt[5]{\frac{500 \times 1}{0.013669 \times 10^7}} \frac{1}{\text{m}} = 0.325573 \frac{1}{\text{m}}$$

$\alpha h = 0.325573 \times 12 = 3.9 > 2.5$ , 属弹性桩。

查表 4-5 按  $\alpha h = 3.9$  查得

$$\frac{B_3 D_4 - B_4 D_3}{A_3 B_4 - A_4 B_3} = 2.4572$$

$$\frac{A_3 D_4 - A_4 D_3}{A_3 B_4 - A_4 B_3} = 1.6282$$

$$\frac{A_3 C_4 - A_4 C_3}{A_3 B_4 - A_4 B_3} = 1.7522$$

单位力作用下用的位移与转角

$$\begin{aligned} \delta_{HH} &= \frac{1}{\alpha^3 EI} \cdot \frac{B_3 D_4 - B_4 D_3}{A_3 B_4 - A_4 B_3} = \frac{1}{0.03451 \times 0.013669 \times 10^7} \times 2.4572 \text{ m} \\ &= 5.209 \times 10^{-4} \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_{HM} = \delta_{MH} &= \frac{1}{\alpha^2 EI} \cdot \frac{A_3 D_4 - A_4 D_3}{A_3 B_4 - A_4 B_3} = \frac{1.6282}{0.105998 \times 0.013669 \times 10^7} \text{ m} \\ &= 1.124 \times 10^{-4} \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_{MM} &= \frac{1}{\alpha EI} \cdot \frac{A_3 C_4 - A_4 C_3}{A_3 B_4 - A_4 B_3} = \frac{1.7522}{0.325573 \times 0.013669 \times 10^7} \text{ m} \\ &= 0.394 \times 10^{-4} \text{ m} \end{aligned}$$

(3) 计算式 (4-51) 中的系数  $\delta_{aa}$ 、 $\delta_{ab}$ 、 $\delta_{bb}$ 、 $\Delta_{ap}$  及  $\Delta_{bp}$

$\delta_{aa}$ :

$$x_0 = \delta_{HH} + b\delta_{HM} = (5.209 \times 10^{-4} + 3.5 \times 1.124 \times 10^{-4}) \text{ m} = 9.129 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$\varphi_0 = \delta_{MH} + b\delta_{MM} = (1.124 \times 10^{-4} + 3.5 \times 0.394 \times 10^{-4}) \text{ rad} = 2.503 \times 10^{-4} \text{ rad}$$

作为悬臂梁, 在  $a$  点  $P=1$  作用下  $a$  点的水平位移  $\delta_{ap} = \frac{b^3}{3EI} = \frac{3.5^3}{3 \times 0.013669 \times 10^7} \text{ m} = 1.046 \times 10^{-4} \text{ m}$

则  $\delta'_{aa} = x_0 + \varphi_0 b + \delta_{ap} = (9.129 \times 10^{-4} + 2.503 \times 10^{-4} + 1.046 \times 10^{-4}) \text{ m} = 18.94 \times 10^{-4} \text{ m}$

$\delta_{ab}$ :

$$x_0 = \delta_{HH} + b\delta_{HM} = (5.209 \times 10^{-4} + 1.124 \times 10^{-4} \times 2.5) \text{ m} = 8.019 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$\varphi_0 = \delta_{MH} + b\delta_{MM} = (1.124 \times 10^{-4} + 0.394 \times 10^{-4} \times 2.5) \text{ rad} = 2.109 \times 10^{-4} \text{ rad}$$

$$\begin{aligned} \delta_{ap} &= \frac{Pb^2l}{6EI} \left( 3 - \frac{b}{l} - 3\frac{y'}{l} \right) = \frac{1 \times 2.5^2 \times 3.5}{6 \times 0.013669 \times 10^7} \cdot \left( 3 - \frac{2.5}{3.5} - 3 \times \frac{0}{3.5} \right) \text{ m} \\ &= 0.609 \times 10^{-4} \text{ m} \end{aligned}$$

$$\therefore \delta_{ab} = x_0 + \varphi_0 b + \delta_{ap} = (8.019 \times 10^{-4} + 2.109 \times 10^{-4} \times 3.5 + 0.609 \times 10^{-4}) \text{ m} = 16.010 \times 10^{-4} \text{ m}$$

 $\delta_{ba}$ :

$$x_0 = \delta_{HH} + b\delta_{HM} = (5.209 \times 10^{-4} + 1.124 \times 10^{-4} \times 3.5) \text{ m} = 9.143 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$\varphi_0 = \delta_{MH} + b\delta_{MM} = (1.124 \times 10^{-4} + 0.394 \times 10^{-4} \times 3.5) \text{ rad} = 2.503 \times 10^{-4} \text{ rad}$$

$$\begin{aligned} \delta_{bp} &= \frac{Pb^3}{6EI} \left[ 2 - 3\frac{y'-a}{b} + \frac{(y'-a)^3}{b^3} \right] = \frac{1 \times 3.5^3}{6 \times 0.013669 \times 10^7} \cdot \left[ 2 - 3 \times \frac{1}{3.5} + \frac{1}{3.5^3} \right] \text{ m} \\ &= 0.609 \times 10^{-4} \text{ m} \end{aligned}$$

$$\therefore \delta_{ba} = x_0 + \varphi_0 b + \delta_{bp} = (9.143 \times 10^{-4} + 2.503 \times 10^{-4} \times 2.5 + 0.609 \times 10^{-4}) \text{ m} = 16.010 \times 10^{-4} \text{ m}$$

 $\delta_{bb}$ :

$$x_0 = \delta_{HH} + b\delta_{HM} = (5.209 \times 10^{-4} + 1.124 \times 10^{-4} \times 2.5) \text{ m} = 8.019 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$\varphi_0 = \delta_{MH} + b\delta_{MM} = (1.124 \times 10^{-4} + 0.394 \times 10^{-4} \times 2.5) \text{ rad} = 2.109 \times 10^{-4} \text{ rad}$$

$$\delta_{bp} = \frac{Pb^3}{3EI} = \frac{1 \times 2.5^3}{3 \times 0.013669 \times 10^7} \text{ m} = 0.381 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$\therefore \delta_{bb} = x_0 + \varphi_0 b + \delta_{bp} = (8.019 \times 10^{-4} + 2.109 \times 10^{-4} \times 2.5 + 0.381 \times 10^{-4}) \text{ m} = 13.673 \times 10^{-4} \text{ m}$$

利用式 (4-59) ~ (4-62) 求得在土压力作用下, 沿  $R_a$ 、 $R_b$  方向的变位:

 $\Delta_{ap}$ :

$$H_0 = \frac{1}{2}(48 + 94) \times 3.5 \text{ kN} = 248.5 \text{ kN}$$

$$M_0 = \frac{1}{6}(2 \times 48 + 94) \times 3.5^2 \text{ kN} \cdot \text{m} = 387.92 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$x_0 = H_0 \delta_{HH} + M_0 \delta_{HM} = (248.5 \times 5.209 \times 10^{-4} + 387.92 \times 1.124 \times 10^{-4}) \text{ m} = 1730.45 \times 10^{-4} \text{ m}$$



$$\varphi_0 = H_0 \delta_{MH} + M_0 \delta_{MM} = (248.5 \times 1.124 \times 10^{-4} + 387.92 \times 0.394 \times 10^{-4}) \text{ rad} = 432.15 \times 10^{-4} \text{ rad}$$

作为悬臂梁，按式(4-61)计算在梯形土压力荷载作用下  $a$  点的变位

$$\begin{aligned} \delta_{ap} &= \frac{l^4}{120EI} \left\{ 5q_1 \left[ 3 - 4\left(\frac{y'}{l}\right) + \left(\frac{y'}{l}\right)^4 \right] + q_0 \left[ 4 - 5\left(\frac{y'}{l}\right) + \left(\frac{y'}{l}\right)^5 \right] \right\} \\ &= \frac{3.5^4}{120 \times 0.013669 \times 10^7} \left\{ 5 \times 48 \left[ 3 - 4 \times \frac{0}{3.5} + 0 \right] + 46 \left[ 4 - 0 + 0 \right] \right\} \text{ m} = 82.703 \times 10^{-4} \text{ m} \end{aligned}$$

$$\therefore \Delta_{ap} = x_0 + \varphi_0 b + \delta_{ap} = (1730.45 \times 10^{-4} + 432.15 \times 10^{-4} \times 3.5) \text{ m} = 3325.678 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$\Delta_{bp}$ :

$$x_0 = 1730.45 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$\varphi_0 = 432.15 \times 10^{-4} \text{ rad}$$

$$\begin{aligned} \delta_{bp} &= \frac{l^4}{120EI} \left\{ 5q_1 \left[ 3 - 4\left(\frac{y'}{l}\right) + \left(\frac{y'}{l}\right)^4 \right] + q_0 \left[ 4 - 5\left(\frac{y'}{l}\right) + \left(\frac{y'}{l}\right)^5 \right] \right\} \\ &= \frac{3.5^4}{120 \times 0.013669 \times 10^7} \left\{ 5 \times 48 \left[ 3 - 4 \times \frac{1}{3.5} + \left(\frac{1}{3.5}\right)^4 \right] + 46 \left[ 4 - 5 \times \frac{1}{3.5} + \left(\frac{1}{3.5}\right)^5 \right] \right\} \text{ m} \\ &= 52.118 \times 10^{-4} \text{ m} \end{aligned}$$

$$\therefore \Delta_{bp} = x_0 + \varphi_0 b + \delta_{bp} = (1730.45 \times 10^{-4} + 432.15 \times 10^{-4} \times 2.5 + 52.118 \times 10^{-4}) \text{ m}$$

$$= 2862.943 \times 10^{-4} \text{ m}$$

(4) 求支撑反力  $R_a$ 、 $R_b$  将上述系数代入方程式(4-51)得

$$\begin{cases} 18.94 \times 10^{-4} R_a + 16.01 \times 10^{-4} R_b - 3325.68 \times 10^{-4} = 0 \\ 16.01 \times 10^{-4} R_a + 13.67 \times 10^{-4} R_b - 2862.943 \times 10^{-4} = 0 \end{cases}$$

为计算方便，将上述方程两边系数  $\times 10^4$ ，求解上述联立方程：

$$\Delta = \begin{vmatrix} 18.94 & 16.01 \\ 16.01 & 13.67 \end{vmatrix} = 258.97 - 256.32 = 2.59$$

$$\Delta R_a = \begin{vmatrix} 3325.68 & 16.01 \\ 2862.943 & 13.67 \end{vmatrix} = 45462.046 - 45835.72 = -373.674$$

$$\Delta R_b = \begin{vmatrix} 18.94 & 3325.68 \\ 16.01 & 2862.94 \end{vmatrix} = 54224.08 - 53244.14 = 979.94$$

$$\therefore R_a = \frac{\Delta R_a}{\Delta} = \frac{-373.674}{2.59} \text{ kN/m} = -144.27 \text{ kN/m}$$

$$R_b = \frac{\Delta R_b}{\Delta} = \frac{979.94}{2.59} \text{ kN/m} = 378.36 \text{ kN/m}$$

图 4-31 为  $m=500\text{kN/m}^4$  求得的当开挖至-8.4m 时第一道支撑及第二道支撑的反力，也即拉锚的拉力。从计算结果可见，第二道支撑顶紧后，第一道支撑完全脱开，桩顶变形出现负向位移。但当板桩刚度不大时，会出现自动调整过程，即应力重新分配，高应力区向低应力区转移，最终达到平衡，因此实测上下锚杆受力差别不大。

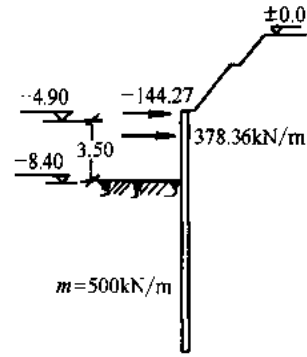


图 4-31 支撑轴力图

(5) 求弯矩 支撑反力求得后，基坑底面板桩的剪力与弯矩计算

$$H_0 = \left[ \frac{1}{2} (48 + 94) \times 3.5 + 144.27 - 378.36 \right] \text{ kN} = 14.41 \text{ kN}$$

$$M_0 = \left[ \frac{1}{6} (2 \times 48 + 94) \times 3.5^2 + 144.27 \times 3.5 - 378.36 \times 2.5 \right] \text{ kN} \cdot \text{m} = -53.04 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

基坑底面板桩位移计算

$$x_0 = H_0 \delta_{HH} + M_0 \delta_{HM} = (14.41 \times 5.209 \times 10^{-4} - 53.04 \times 1.124 \times 10^{-4}) \text{ m} = 15.44 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$\varphi_0 = -(H_0 \delta_{MH} + M_0 \delta_{MM}) = -(14.41 \times 1.124 \times 10^{-4} + 53.04 \times 0.394 \times 10^{-4}) \text{ rad} = 4.7 \times 10^{-4} \text{ rad}$$

基坑底面以下  $z$  深度处弯矩的计算可采用式 (4-29)

$$M_z = \alpha^2 EI (x_0 A_3 + \frac{\varphi_0}{\alpha} B_3 + \frac{M_0}{\alpha^2 EI} C_3 + \frac{H_0}{\alpha^3 EI} D_3)$$

计算过程见表 4-12。

表 4-12 基坑底面以下  $M_z$  的计算

$\bar{h} = \alpha z$	$z/\text{m}$	$\alpha^2 EI$	$x_0$	$A_3$	$4 \times 5$	$\frac{\varphi}{\alpha}$	$B_3$	$7 \times 8$
1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	0	14488	0.001544	0.00000	0.000000	0.001443	0.00000	0.000000
0.5	1.54	14488	0.001544	-0.02083	-0.000032	0.001443	-0.00521	-0.000008
1.0	3.07	14488	0.001544	-0.16652	-0.000257	0.001443	-0.08329	-0.000120
1.5	4.61	14488	0.001544	-0.55870	-0.000863	0.001443	-0.42039	-0.000607
2.0	6.14	14488	0.001544	-1.29535	-0.002000	0.001443	-1.31361	-0.001896
2.6	7.99	14488	0.001544	-2.62126	-0.004047	0.001443	-3.59987	-0.005195
3.0	9.21	14488	0.001544	-3.54058	-0.005467	0.001443	-5.99979	-0.008658
3.5	10.75	14488	0.001544	-3.91921	-0.006051	0.001443	-9.54367	-0.013772
4.0	12.29	14488	0.001544	-1.61428	-0.002492	0.001443	-11.73066	-0.016930

(续)

$\frac{M_0}{\alpha^2 EI}$	$C_3$	10×11	$\frac{H_0}{\alpha^3 EI}$	$D_3$	13×14	6+9+12+15	$M_7=3\times 16$
10	11	12	13	14	15	16	17
-0.003661	1.00000	-0.003661	0.003055	0.00000	0.000000	-0.003661	-53.04
-0.003661	0.99922	-0.003658	0.003055	0.49991	0.001527	-0.002171	-31.45
-0.003661	0.97501	-0.003570	0.003055	0.99445	0.003038	-0.000909	-13.17
-0.003661	0.81054	-0.002967	0.003055	1.43680	0.004389	-0.000048	-0.70
-0.003661	0.20676	-0.000757	0.003055	1.64628	0.005029	0.000376	5.45
-0.003661	-1.87734	0.006873	0.003055	0.91679	0.002800	0.000431	6.24
-0.003661	-4.68788	0.017162	0.003055	-0.89126	-0.002723	0.000314	4.55
-0.003661	-10.34040	0.037856	0.003055	-5.85402	-0.017880	0.000153	2.22
-0.003661	-17.91860	0.065600	0.003055	-15.07550	-0.046060	0.000118	1.71

基坑底面以上各点  $M$  的计算

$$M_{-4.9} = 0;$$

$$M_{-5.9} = \left[ \frac{1}{6} (2 \times 48 + 61.1) \times 1.0^2 + 144.27 \times 1.0 \right] \text{kN} \cdot \text{m} = 170.45 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{-6.9} = \left[ \frac{1}{6} (2 \times 48 + 74.3) \times 2.0^2 + 144.27 \times 2.0 - 378.36 \times 1.0 \right] \text{kN} \cdot \text{m} = 23.71 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{-8.4} = \left[ \frac{1}{6} (2 \times 48 + 94) \times 3.5^2 + 144.27 \times 3.5 - 378.36 \times 2.5 \right] \text{kN} \cdot \text{m} = -53.03 \text{kN} \cdot \text{m}$$

计算结果的弯矩图如图 4-32 所示。

按本例计算时未考虑在每开挖阶段的初始变形，亦即  $\Delta_{ap}$  及  $\Delta_{bp}$  的计算式中还应增加上一开挖阶段引起的变形，本计算从略。同理可以算得第三道支撑及第四道支撑的反力及弯矩然后绘制包络图，即得各阶段开挖时所得最大反力及桩身截面最大弯矩，并据以设计板桩截面及支撑或地锚，此处就不再一一叙述。

#### 4.4.4 考虑开挖过程的计算方法

前面介绍的多支撑支护结构的计算方法，多以一般的板桩理论为基础，不考虑开挖过程，支撑似乎在开挖前就已存在，也就是不考虑支撑反力和结构变形随开挖过程的变化。实际上，多支撑支护结构的内力和变形是随开挖过程而变化的，如图 4-33 为上海花园饭店三道支撑的钢板桩的变形示意图。支撑的架设是随着开挖而逐层进行的，图中曲线表示的工况分别为：

曲线 I：第一次挖土至 -0.85m 时测得的数据；

曲线 II：第一道支撑预顶后，第二阶段挖土至 -3.3m 深时板桩的位移曲线；

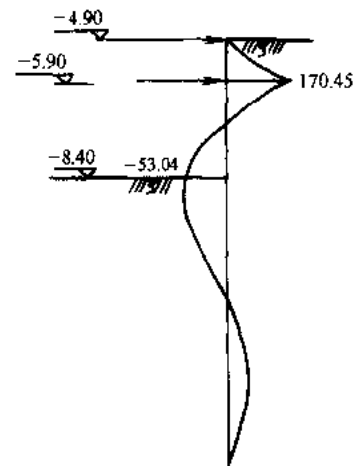


图 4-32 挡墙弯矩图

曲线III：第二道支撑安装、预顶后，第三阶段挖土至-5.4m时的板桩变形曲线；

曲线IV：第三道支撑安装、预顶后，第四阶段挖土至-6.15m的板桩变形曲线。最大变形在挖土面下的4m处的，最大位移为68mm。

在开挖过程中，当开挖到设计标高而支撑尚未架设前，桩身已产生一定的初变位，这一过程对桩身的内力影响极大，甚至令弯矩改变方向。图 4-34a 表示用连续梁法计算的桩身弯矩图，即不考虑开挖过程中桩身初变位的影响；图 4-34b 是考虑开挖过程影响后，用“m”法计算的桩身弯矩图。可见两者的差别是很大的，而最危险断面在坑底标高附近。

下面介绍多支撑挡墙考虑开挖过程的计算方法，即考虑分步开挖的施工过程对支撑反力、桩身内力和位移的影响，以挠曲线法求解的计算方法。

桩在侧向土压力、支撑反力及开挖面以下土的弹性抗力共同作用下产生位移，其位移与侧土压力发展的过程如图 4-35 所示。

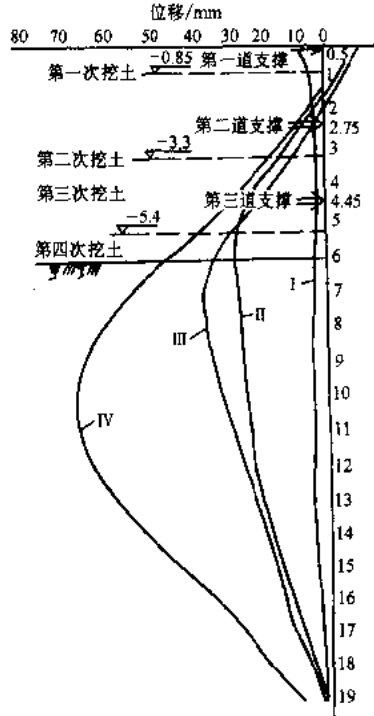


图 4-33 钢板桩变形示意图

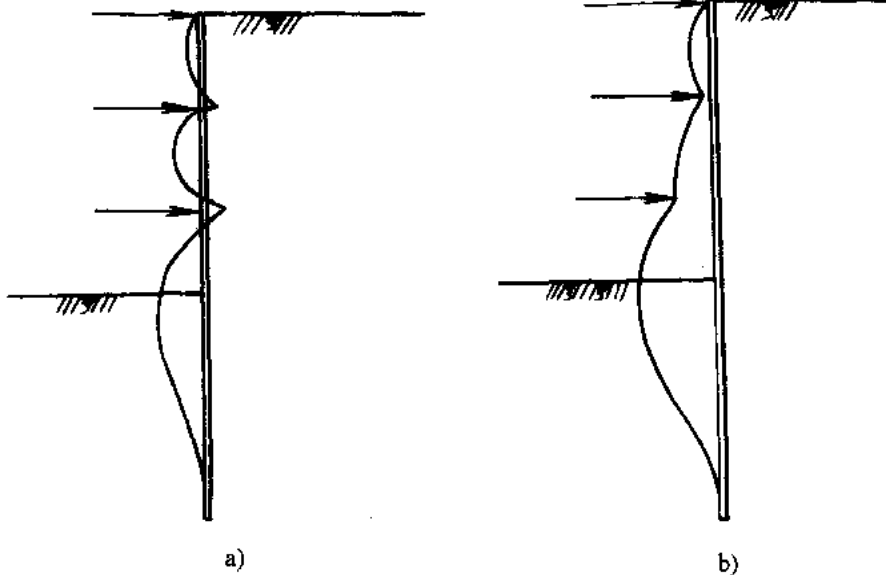


图 4-34 不同计算方法的墙体弯矩图

图中  $\delta_{10}$ 、 $\delta_{20}$ 、 $\delta_{30}$ 、分别为第一、第二、第三道支撑安置前桩身在相应位置处产生的初变位。 $P_i$  为各开挖阶段由于开挖面以上土重引起的开挖面以下土中的超载侧压力。分步计算

过程就是要在各开挖阶段计算出下一开挖阶段所要设置的支撑预定位置处桩的初变位  $\delta_{i0}$ ，并引入下一步计算中。把最后阶段计算出桩在各支撑处的变位减去相应的初变位即为各支撑实际的弹性压缩量，根据各支撑的弹性压缩量可求出各支撑反力，从而可求出桩身各截面的内力和变形。

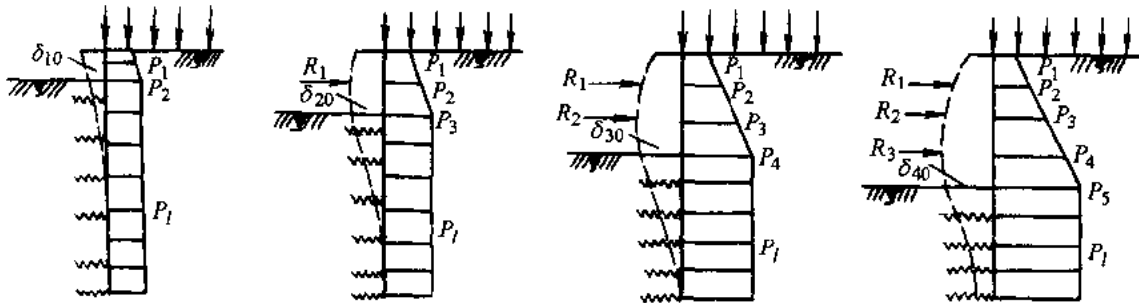


图 4-35 支护桩位移与侧土压力发展过程

#### 4.4.4.1 计算原理

当桩在侧向土压力和土的弹性抗力共同作用下，桩的挠曲微分方程按“ $m$ ”法计算时的表达形式为

$$EI \frac{d^4 x}{dz^4} = -mzx + P(z) \tag{4-63}$$

式中  $P(z)$  ——侧土压力分布函数。

对于开挖面以上部分桩， $m=0$ ，故其挠曲微分方程为

$$EI \frac{d^4 x}{dz^4} = P(z) \tag{4-64}$$

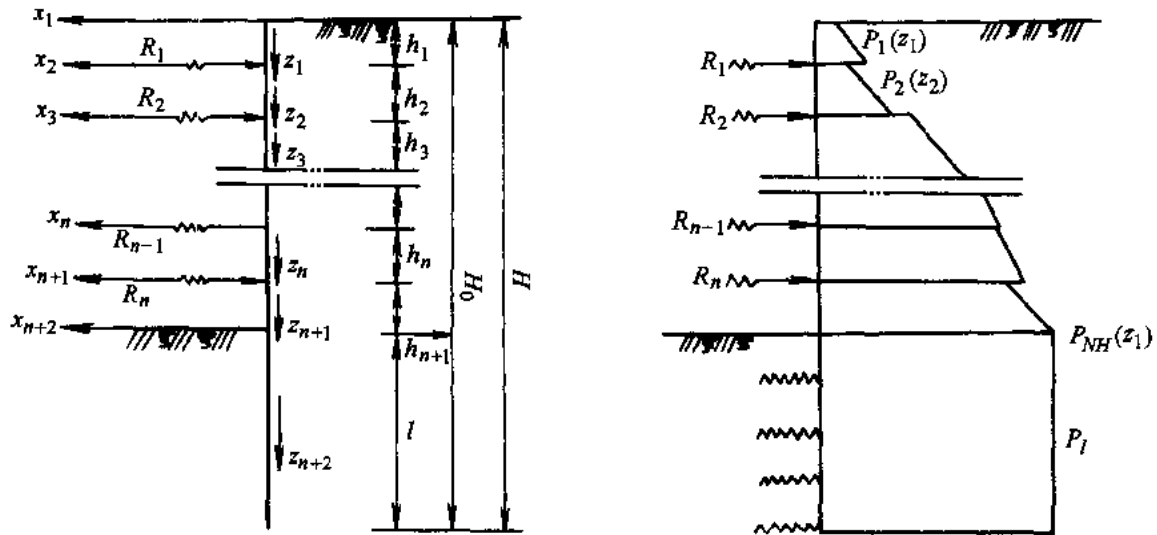


图 4-36 计算简图

在有支撑情况下，为了避免求解微分方程的麻烦，可将桩分成若干段，分别建立挠曲

微分方程并分别求解。对于图 4-36 所示的具有  $n$  道支撑的情况，可将桩分成  $n+2$  段，在桩顶、各支撑位置及开挖面处各建立一个坐标系。则各段桩的挠曲微分方程可表示为

$$\left. \begin{aligned} EI \frac{d^4 x_1}{dz_1^4} &= P_1(z_1) & (0 \leq z_1 \leq h_1) \\ EI \frac{d^4 x}{dz_2^4} &= P_2(z_2) & (0 \leq z_2 \leq h_2) \\ &\vdots \\ EI \frac{d^4 x_{n+1}}{dz_{n+1}^4} &= P_{n+1}(z_{n+1}) & (0 \leq z_{n+1} \leq h_{n+1}) \\ EI \frac{d^4 x_{n+2}}{dz_{n+2}^4} &= -mz_{n+2}x_{n+2} + P_l & (0 \leq z_{n+2} \leq l) \end{aligned} \right\} \quad (4-65)$$

式中  $P_i(z_i)$  ——第  $i$  段桩上的侧土压力分布函数；

$P_l$  ——开挖面的以上土的自重引起的在开挖面以下土的侧压力（或称超载侧压力）。

式 (4-65) 所表示的微分方程的通解及其各阶导数可表示为

$$\left. \begin{aligned} \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_1' \\ x_1'' \\ x_1''' \end{Bmatrix} &= \begin{bmatrix} 1 & z_1 & z_1^2 & z_1^3 \\ & 1 & 2z_1 & 3z_1^2 \\ & & 2 & 6z_1 \\ & & & 6 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_{11} \\ a_{12} \\ a_{13} \\ a_{14} \end{Bmatrix} + \frac{1}{EI} \begin{Bmatrix} X_1(z_1) \\ \Phi_1(z_1) \\ M_1(z_1) \\ Q_1(z_1) \end{Bmatrix} \\ &\vdots \\ \begin{Bmatrix} x_{n+1} \\ x_{n+1}' \\ x_{n+1}'' \\ x_{n+1}''' \end{Bmatrix} &= \begin{bmatrix} 1 & z_{n+1} & z_{n+1}^2 & z_{n+1}^3 \\ & 1 & 2z_{n+1} & 3z_{n+1}^2 \\ & & 2 & 6z_{n+1} \\ & & & 6 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_{n+1,1} \\ a_{n+1,2} \\ a_{n+1,3} \\ a_{n+1,4} \end{Bmatrix} + \frac{1}{EI} \begin{Bmatrix} X_{n+1}(z_{n+1}) \\ \Phi_{n+1}(z_{n+1}) \\ M_{n+1}(z_{n+1}) \\ Q_{n+1}(z_{n+1}) \end{Bmatrix} \\ \begin{Bmatrix} x_{n+2} \\ x_{n+2}' \\ x_{n+2}'' \\ x_{n+2}''' \end{Bmatrix} &= \frac{1}{EI} \begin{bmatrix} \frac{B_x}{\alpha^2} & \frac{A_x}{\alpha^3} & \frac{E_x}{\alpha^4} \\ \frac{B_\phi}{\alpha} & \frac{A_\phi}{\alpha^2} & \frac{E_\phi}{\alpha^3} \\ \frac{B_m}{1} & \frac{A_m}{\alpha} & \frac{E_m}{\alpha^3} \\ \alpha B_Q & A_Q & \frac{E_Q}{\alpha} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} M_0 \\ Q_0 \\ P_l \end{Bmatrix} \end{aligned} \right\} \quad (4-66)$$

式中， $a_{11} \sim a_{n+1,4}$  为积分常数，待定；

$X_i(z_i)$ 、 $\Phi_i(z_i)$ 、 $M_i(z_i)$ 、 $Q_i(z_i)$  称为荷载函数， $X_i(z_i)/EI$ 、 $\Phi_i(z_i)/EI$  分别表示从原点到  $z_i$  点范围内作用于桩上的侧土压力对  $z_i$  截面产生的水平位移、转角， $M_i(z_i)$ 、 $Q_i(z_i)$  分别表示相应的弯矩和剪力。

常见的荷载作用于桩上时的荷载函数值列于表 4-13，可备查用。

表 4-13 荷载函数

	垂直角方向荷载 $q/\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$						
	均布	均布	三角形分布	部分均布	2次曲线分布	4次曲线分布	集中
桩							
$Q(z)$	$\frac{h}{2}(q_1 + q_2)$	$qh^2$	$\frac{1}{2}qh$	$q(h_1 - h_2)$	$\frac{h}{6}(q_1 + 4q_2 + q_3)$	$\frac{h}{90}(7q_1 + 32q_2 + 12q_3 + 32q_4 + 7q_5)$	$P$
$M(z)$	$\frac{h^2}{6}(2q_1 + q_2)$	$\frac{1}{2}qh^2$	$\frac{1}{6}qh^2$	$\frac{1}{2}q(h_1^2 - h_2^2)$	$\frac{h^2}{6}(q_1 + 2q_2)$	$\frac{h^2}{90}(7q_1 + 24q_2 + 6q_3 + 8q_4)$	$Ph$
$\phi(z)$	$\frac{h^3}{24}(3q_1 + q_2)$	$\frac{1}{6}qh^3$	$\frac{1}{24}qh^3$	$\frac{1}{6}q(h_1^3 - h_2^3)$	$\frac{h^3}{120}(9q_1 + 12q_2 - q_3)$	$\frac{h^3}{2520}(93q_1 + 272q_2 + 12q_3 + 48q_4 - 5q_5)$	$\frac{1}{2}Ph^2$
$X(z)$	$\frac{h^4}{120}(4q_1 + q_2)$	$\frac{1}{24}qh^4$	$\frac{1}{120}qh^4$	$\frac{1}{24}q(h_1^4 - h_2^4)$	$\frac{h^3}{360}(8q_1 + 8q_2 - q_3)$	$\frac{h^4}{7560}(88q_1 + 224q_2 - 24q_3 + 32q_4 - 5q_5)$	$\frac{1}{6}Ph^3$

$B_x, B_\phi, B_m, B_Q, A_x, A_\phi, A_m, A_Q, E_x, E_\phi, E_m, E_Q$ 等为按“m”法计算的无量纲系数，可由有关手册上查到。 $\alpha$ 为按“m”法计算的桩的变形系数。

$M_0$ 和 $Q_0$ 分别表示开挖面处桩的弯矩和剪力，待定。

式(4-66)中的积分常数 $a_{11} \sim a_{n+1,4}$ 及 $M_0$ 和 $Q_0$ 可由桩顶的边界条件和各支撑点及开挖面处桩的变形连续条件和静力平衡条件来确定，从而可确定桩身的挠曲方程。并由各支撑点处桩的位移可求出相应的支撑反力。在每一开挖阶段都按上述方法求出各段桩的挠曲方程，并由此计算出下一道支撑预定位置处的桩的变位，作为下一阶段计算时该支撑的初变位，直至最后开挖阶段所算得桩身变形的支撑反力就是考虑了开挖过程的计算结果。

4.4.4.2 各阶段的矩阵方程组的建立及支撑的初变位计算

第一阶段，由于支撑尚未安置，可将桩分为两段来考虑。设第一阶段的开挖深度为 $h_1$ ，则此时桩身位移及侧土压力如图4-37a所示。根据桩的挠曲方程的通解和各阶导数，并考虑点1（开挖面处）的变形连续条件和静力平衡条件，可得到用矩阵形式表示的方程组

$$\begin{bmatrix} 1 & h_1 & -\frac{B_{x0}}{\alpha^2 EI} & -\frac{A_{x0}}{\alpha^3 EI} \\ & 1 & -\frac{B_{\phi 0}}{\alpha EI} & -\frac{A_{\phi 0}}{\alpha^2 EI} \\ & & -\frac{1}{EI} & 0 \\ & & & -\frac{1}{EI} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_{11} \\ a_{12} \\ M_0 \\ Q_0 \end{Bmatrix} = -\frac{1}{EI} \begin{Bmatrix} Z_1 - \frac{E_{x0}}{\alpha^4} P_1 \\ \Phi_1 - \frac{E_{x0}}{\alpha^3} P_1 \\ M_1 \\ Q_1 \end{Bmatrix} \quad (4-67)$$

解方程组(4-67)可得到 $a_{11}, a_{12}, M_0$ 和 $Q_0$ ，并可求得开挖处桩的位移 $[x_1]_{z_1=h_1}$ ，它就是第一道支撑处的初变位 $\delta_{10}$ ，即







式中  $\delta_{10}$ 、 $\delta_{20}$ 、 $\delta_{30}$ ——在第一、第二和第三阶段计算中得到的相应的三道支撑处的初变位；

$K_1$ 、 $K_2$ 、 $K_3$ ——三道支撑的刚度。

各支撑反力可由各支撑处桩的位移求得

$$R_1 = K_1(a_{21} - \delta_{10})$$

$$R_2 = K_2(a_{31} - \delta_{20})$$

$$R_3 = K_3(a_{41} - \delta_{30})$$

对于多于三道支撑的情况亦不难用相同的方法建立各阶段的矩阵方程组。例如，对于四道支撑的情况，只要在三道支撑的第四阶段后再增加第五阶段即可，以此类推。

#### 4.4.4.3 实例

上海解放日报大楼包括办公楼（25层）和印刷厂（6层）两个建筑单元，北为印刷厂，南为办公楼。大楼邻近上海市繁华的黄浦区，场地东侧为解放日报老办公楼（五层）相隔仅3.0m，如图4-38所示。两建筑单元的地下室埋深不一致，办公楼基坑平面尺寸为33m×33m，地下室板底标高为-7.5m，实际开挖深度为7.0m。印刷厂基坑平面尺寸为28m×26m，实际开挖厚度为4.5m。

场地的地层情况如图4-39所示，土层自上而下为：

- ① 杂填土，厚1.4~1.6m，层底标高为-1.5m；
- ② 褐黄色粉质粘土，层底标高为-2.10m；
- ③ 灰色淤泥质粉质粘土，层底标高为-5.50m； $q_u=39.9\text{kN/m}^2$ ， $\phi_{uu}=4.30$ ， $c_{uu}=20\text{kN/m}^2$ ；
- ④<sub>1</sub> 灰色淤泥质粘土，层底标高为-14.00m， $q_u=39.9\text{kN/m}^2$ ， $\phi_{uu}=2.9^\circ$ ， $c_{uu}=25\text{kN/m}^2$ ；
- ④<sub>2</sub> 灰色粘土，层底标高-17.10m；
- ⑤<sub>1</sub> 灰色粉质粘土，层底标高为-45.20m。

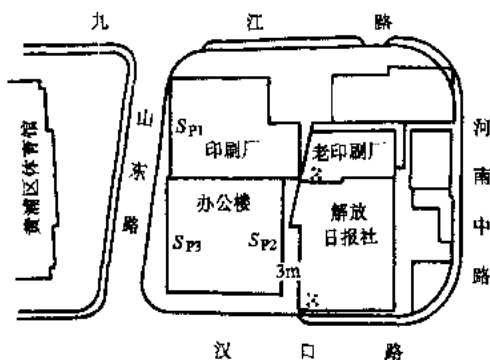


图 4-38 建筑场地平面图

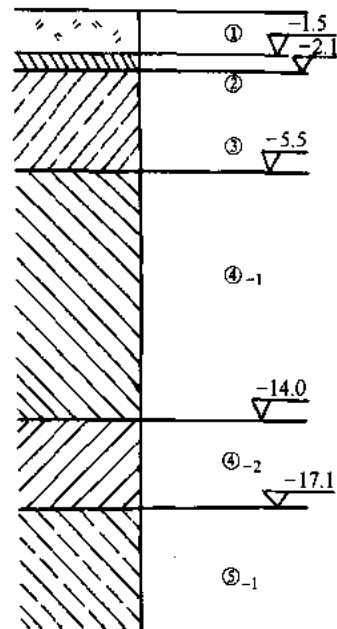


图 4-39 土层剖面图

基坑围护采用 $\phi 600\text{mm}$  桩长 13m 钻孔灌注桩, 桩距 750m, 两桩之间插一根  $\phi 200\text{mm}$  树根桩, 采用  $\phi 590\text{mm}$  钢管支撑, 钢管壁厚 12mm。

现以办公楼的支护桩为例按考虑开挖过程的计算方法进行计算。

为简化计算, 水、土压力采用合算的方法, 忽略内聚力之后土的等值内摩擦角  $\varphi=15^\circ$ ,

故  $K_a = \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) = 0.6$ , 坑底淤泥质土的地基比例系数取  $m=2500\text{kN/m}$ 。

桩身刚度  $EI=1.29 \times 10^5 \text{kN/m}^2$

桩的变形系数

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb}{EI}} = \sqrt[5]{\frac{2500 \times 1}{1.29 \times 10^5}} = 0.4545$$

1) 第一开挖阶段 (开挖深 1m, 支撑尚未架设)

$$P_1 = 0.75 \times 18 \times 0.6 \text{ kN/m}^2 = 8.1 \text{ kN/m}^2;$$

$$P_2 = 1 \times 18 \times 0.6 \text{ kN/m}^2 = 10.8 \text{ kN/m}^2;$$

$$P_i = P_2 = 10.8 \text{ kN/m}^2。$$

桩身受力如图 4-40 所示。

$$X_1 = \frac{h^4}{120} (4q_1 + q_2) = \frac{0.25^4}{120} (4 \times 8.1 + 10.8) \text{ kN} \cdot \text{m}^3 = 0.0014 \text{ kN} \cdot \text{m}^3$$

$$\Phi_1 = \frac{h^3}{24} (3q_1 + q_2) = \frac{0.25^3}{24} (3 \times 8.1 + 10.8) \text{ kN} \cdot \text{m} = 0.0229 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_1 = \frac{h^2}{6} (2q_1 + q_2) = \frac{0.25^2}{6} (2 \times 8.1 + 10.8) \text{ kN} \cdot \text{m} = 0.2813 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Q_1 = \frac{h}{2} (q_1 + q_2) = \frac{0.25}{2} (8.1 + 10.8) \text{ kN} = 2.3625 \text{ kN}$$

$$a_i = 0.4545 \times 12 = 5.454$$

查表得:  $B_{x_0}=1.6204$ ;  $B_{\varphi_0}=-1.7475$ ;  $A_{x_0}=2.4307$ ;  $A_{\varphi_0}=-1.6204$ ;  $E_{x_0}=2.0496$ ;  $E_{\varphi_0}=-0.8444$ 。

代入方程组 4-67, 然后解得

$$M_0 = 0.2813 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Q_0 = 2.3625 \text{ kN}$$

$$a_{11} = 4.7442 \times 10^{-3}$$

$$a_{21} = -9.0622 \times 10^{-4}$$

第一道支撑处的初变位

$$\delta_{10} = a_{11} + 0.25a_{12} + \frac{T_1}{EI} = 4.52 \times 10^{-3} \text{ m}$$

2) 第二开挖阶段 (第一道支撑已架设, 开挖深到 4.5m), 如图 4-41 所示。

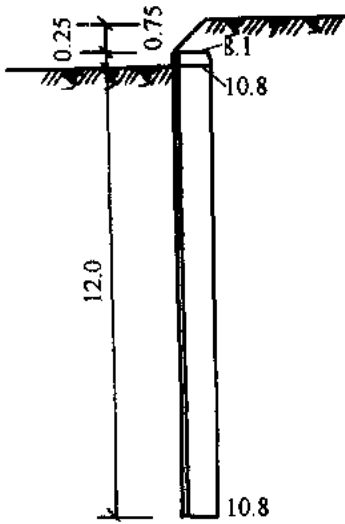


图 4-40 第一开挖阶段受力图

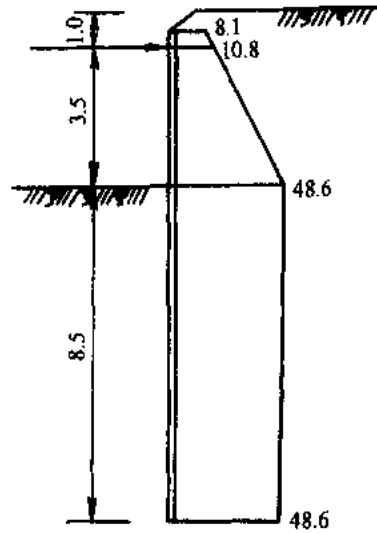


图 4-41 第二开挖阶段受力图

$$P_3 = 4.5 \times 18 \times 0.6 \text{ kN/m}^2 = 48.6 \text{ kN/m}^2$$

$$P_1 = P_3 = 48.6 \text{ kN/m}^2$$

$$X_2 = \frac{3.5^4}{120} (4 \times 10.8 + 48.6) = 114.7978$$

$$\Phi_2 = \frac{3.5^3}{24} (3 \times 10.8 + 48.6) = 144.7031$$

$$M_2 = \frac{3.5^2}{6} (2 \times 10.8 + 48.6) = 143.3250$$

$$Q_2 = \frac{3.5}{2} (10.8 + 48.6) = 103.95$$

$$\alpha l = 0.4545 \times 8.5 = 3.8633$$

查表得:

$$B_{x_0} = 1.6230; B_{\phi_0} = -1.7509; A_{x_0} = 2.4475; A_{\phi_0} = -1.6230; E_{x_0} = 2.0662; E_{\phi_0} = -0.8422。$$

解方程得:

$$a_{11} = 3.8912 \times 10^{-3}; a_{12} = 3.2451 \times 10^{-3}; a_{21} = 4.7024 \times 10^{-3}; a_{22} = 3.2452 \times 10^{-3}; a_{23} = 1.092 \times 10^{-6};$$

$$a_{24} = -1.116 \times 10^{-4}; \delta_{20} = 1.22 \times 10^{-2} \text{ m}。$$

第一道支撑力

$$R_1 = K (a_{21} - \delta_{10})$$

式中  $K$ ——支撑刚度,  $K = EA/SL$ ;

$E$ ——支撑材料的弹性模量;

$A$ ——支撑截面积;

$S$ ——支撑水平间距;

$L$ ——支撑长度之半。

$$R_1 = 4.8 \times 10^5 (4.7024 \times 10^{-3} - 4.52 \times 10^{-3}) \text{ kN} = 87.55 \text{ kN}$$

3) 第三开挖阶段 (第二道支撑已架设, 开挖到深 7m) 如图 4-42 所示。

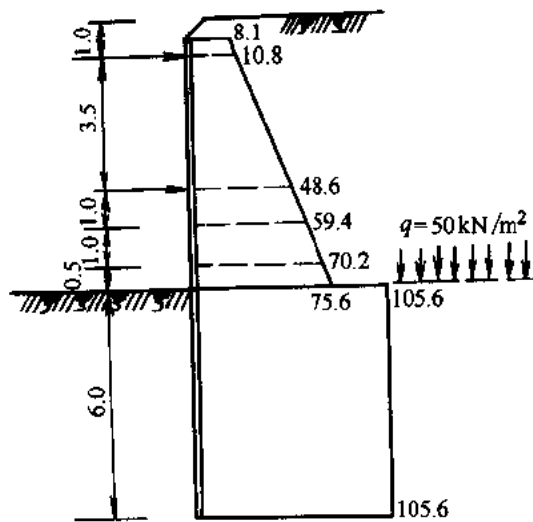


图 4-42 第三开挖阶段受力图

由于五层老办公楼下有木桩，桩尖在坑底标高，故在计算时，考虑在该标高处作用有  $q=50\text{kN/m}^2$  均布荷载。

$$P_4 = 7 \times 18 \times 0.6 \text{ kN/m}^2 = 75.6 \text{ kN/m}^2$$

$$P_l = P_4 + qK_a = (75.6 + 50 \times 0.6) \text{ kN/m}^2 = 105.6 \text{ kN/m}^2$$

$$X_3 = \frac{2.5^4}{120} (4 \times 48.6 + 75.6) = 87.89$$

$$\Phi_3 = \frac{2.5^3}{24} (3 \times 48.6 + 75.6) = 144.14$$

$$M_3 = \frac{2.5^2}{6} (2 \times 48.6 + 75.6) = 180.00$$

$$Z_3 = \frac{2.5}{2} (48.6 + 75.6) = 155.25$$

$$cd = 0.4545 \times 6 = 2.727$$

查表得：

$$B_{x_0} = 1.9488; B_{\phi_0} = -1.9422; A_{x_0} = 3.0228; A_{\phi_0} = -1.9488; E_{x_0} = 2.3881; E_{\phi_0} = -1.0197。$$

解方程得：

$$a_{12} = 3.9797 \times 10^{-3}; a_{13} = 2.2537 \times 10^{-3}; a_{21} \text{ (即第一支撑点位移)} = 4.5431 \times 10^{-3};$$

$$a_{22} = 2.2539 \times 10^{-3}; a_{23} = 1.092 \times 10^{-6}; a_{24} = -1.2671 \times 10^{-5}; a_{31} \text{ (即第二支撑点位移)} = 1.2793 \times 10^{-2};$$

$$a_{32} = 2.9188 \times 10^{-3}; a_{33} = 4.2420 \times 10^{-4}; a_{34} = -2.5830 \times 10^{-4};$$

$$M_0 = -209.93 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Q_0 = -44.46 \text{ kN}$$

$$\text{坑底位移 } \delta_{30} = 1.939 \times 10^{-2} \text{ m};$$

$$\text{第一道支撑力 } R_1 = K (a_{21} - \delta_{10}) = 4.8 \times 10^5 (4.5431 \times 10^{-3} - 4.5177 \times 10^{-3}) \text{ kN/m} = 12.19 \text{ kN/m}$$

$$\text{第二道支撑力 } R_2 = K (a_{31} - \delta_{20}) = 4.8 \times 10^5 (1.2793 \times 10^{-2} - 1.2180 \times 10^{-2}) \text{ kN/m} = 294.14 \text{ kN/m}$$

桩身位移及弯矩图如图 4-24 所示，图中虚线为位移实测值。

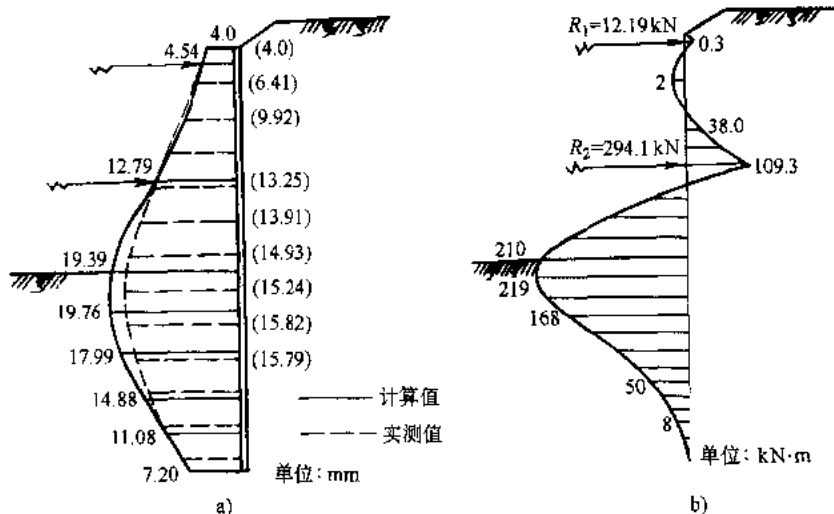


图 4-43 水平位移与弯矩图

a) 水平位移 b) 弯矩图

## 4.5 弹性地基杆系有限元法

### 4.5.1 基本概念

弹性地基杆系有限元法是建立在土的线弹性本构关系上的一种方法。其计算原理是假设地面以上（基底以上）挡土结构为梁单元，基底以下部分为弹性地基梁单元，支撑或锚杆为弹性支承单元，荷载为主动侧的土压力和水压力。由于杆系有限元法可以有效地计入开挖过程中的各种因素。例如支撑随开挖深度的增加，其架设数量的变化，支撑架设前的挡土结构的位移以及架设后支撑轴力也会随后续开挖过程而逐渐得到调整，支撑预加轴力对挡土结构内力变化等的影响，尽管计算结果与实测数据有一定偏差，仍不失为一种实用性较强，计算简便的一种挡土结构有限元计算方法。

### 4.5.2 弹性地基杆系有限元法的分析过程

与一般的有限元分析方法一样，杆系有限元法也要经历一个结构离散→形成单元刚度矩阵→单元刚度矩阵集成总刚度矩阵→利用平衡方程求得节点位移的这样一个过程。现结合基坑开挖与回填过程进行分析。

#### 1. 确定荷载

$q$ ——地面超载，常规为  $20 \text{ kN/m}^2$ ；

$q_a$ ——主动侧土压力，常由朗金理论求得，在基底以上呈梯形分布，基底以下为矩形分布。

2. 挡土结构有限元离散，见图 4-44。

把挡土结构沿竖向划分为有限个单元，考虑到计算精度，一般每隔 1~2m 划分为一个单元。为了计算简便，挡土结构的截面、荷载突变处、弹性地基基床系数变化段及支撑或锚杆的作用点处，均作结点处理。

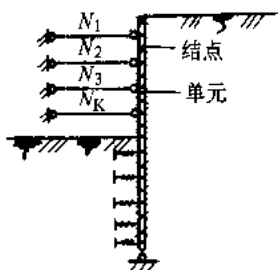


图 4-44 挡墙结构有限元离散

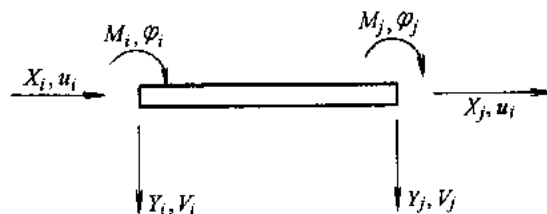


图 4-45 梁单元计算简图

### 3. 确定每个单元的刚度矩阵

单元所受荷载和单元节点位移之间的关系，以单元的刚度矩阵  $[K]^e$  来确定，即

$$\{F\}^e = [K]^e \{\delta\}^e \quad (4-73)$$

式中  $\{F\}^e$  ——单元节点力；  
 $\{\delta\}^e$  ——单元节点位移；  
 $[K]^e$  ——单元刚度矩阵。

采用杆系有限元法计算挡墙结构，一般采用图 4-46 的两种不同的计算图式。

图 4-46a 是采用杆系有限元法分析挡墙结构的通用计算图式。基坑底面以上部分挡墙结构采用梁单元，基底以下部分为弹性地基梁单元，拉杆为弹性支承单元。荷载为主动侧的土压力和水压力。

图 4-46b 假定挡墙结构全部按弹性地基梁单元计算。该计算图式便于对土压力从两侧受静止土压力的基准状态开始，在主动土压力和被动土压力范围内反复调整计算。但基底以上的挡墙结构作为弹性地基梁计算时，在主动侧土压力作用下土体产生拉应力，这与实际情况是有出入的。

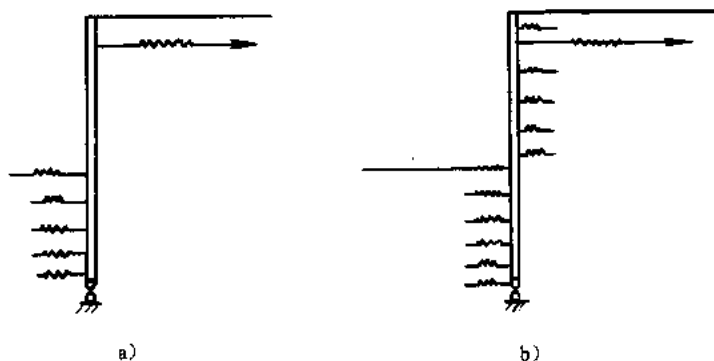


图 4-46 杆系有限元的计算图式

对于梁单元，每个节点有三个自由度， $(u, v, \varphi)$  取梁轴浅为  $x$  轴（图 4-45），则单元所受荷载与单元节点位移之间的关系表示如下：

$$\begin{Bmatrix} X_i \\ Y_i \\ M_i \\ X_j \\ Y_j \\ M_j \end{Bmatrix} = \frac{EI}{l} \begin{bmatrix} A/l & & & & & \\ & 0 & 12/l^2 & & & \\ & 0 & 6/l & 4 & & \\ -A/l & 0 & 0 & A/l & & \\ & 0 & -12/l^2 & -6/l & 0 & 12/l^2 \\ & 0 & 6/l & 2 & 0 & -6/l & 4 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \\ \varphi_i \\ u_j \\ v_j \\ \varphi_j \end{Bmatrix} \quad (4-74)$$

式中  $X_i, X_j$ ——节点  $i, j$  轴向力;  
 $Y_i, Y_j$ ——节点  $i, j$  剪力;  
 $M_i, M_j$ ——节点  $i, j$  弯矩;  
 $u_i, u_j$ ——节点  $i, j$  轴向位移;  
 $v_i, v_j$ ——节点  $i, j$  横向位移;  
 $\varphi_i, \varphi_j$ ——节点  $i, j$  转角;  
 $E$ ——挡土结构材料弹性模量;  
 $I$ ——挡土结构截面惯性矩;  
 $A$ ——挡土结构截面面积;  
 $l$ ——单元长度。

对于支撑或锚杆每个节点有一个自由度，单元刚度矩阵为

$$[K]^e = \frac{EA}{l} \begin{bmatrix} 0 & & & & & \\ & 0 & & & & \\ & 0 & 1 & & & \\ & 0 & 0 & 0 & & \\ & 0 & 0 & 0 & 0 & \\ & 0 & -1 & 0 & 0 & 1 \\ & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (4-75)$$

式中  $E$ ——支撑或锚杆材料弹性模量;  
 $A$ ——支撑或锚杆截面面积;  
 $l$ ——支撑或拉杆长度。

对弹性地基梁单元，其刚度矩阵有两种假定：

1) 在弹性地基梁单元的每一节点处，各设置一附加弹性支承杆件，其刚度为

$$K = K_b B l \quad (4-76)$$

式中  $K_b$ ——地基土水平向基床系数;  
 $B$ ——梁计算宽度，常取 1m 或一标准段;  
 $l$ ——单元长度。

在单元长度较小的情况下，采取这一假定其精度能满足要求。

2) 采用 Winkler 弹性地基梁单元，如图 4-47，梁的轴线为  $x$  轴，其弹性曲线的微分方程为

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -Ky + q \quad (4-77)$$



式中  $q$ ——梁上荷载强度。

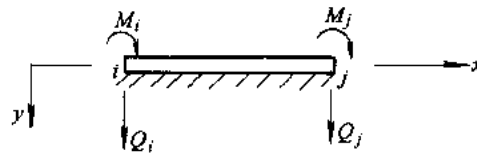


图 4-47 Winkler 弹性地基梁单元

利用初参数法，可求解式 (4-77)

$$\begin{bmatrix} M_{xi} \\ Q_i \\ M_{zi} \\ M_{xj} \\ Q_j \\ M_{xj} \\ M_{zj} \end{bmatrix} = \frac{2EI_z}{l^3} \begin{bmatrix} 1 & & & & & & \\ 0 & \gamma_1 & & & & & \\ 0 & l\beta_1 & l^2\alpha_1 & & & & \\ 0 & 0 & 0 & l & & & \\ 0 & -\gamma_2 & -l\beta_2 & 0 & \gamma_1 & & \\ 0 & l\beta_2 & l^2d^2 & 0 & -l\beta_1 & l^2d_1 & \\ & & & & & & \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \theta_{xi} \\ y_i \\ \theta_{zi} \\ \theta_{xj} \\ y_j \\ \theta_{zi} \\ \theta_{zj} \end{Bmatrix} \quad (4-78)$$

式中  $M_{xi}$ 、 $M_{xj}$ ——节点  $i$ 、 $j$  处绕  $x$  轴弯矩；

$Q_i$ 、 $Q_j$ ——节点  $i$ 、 $j$  处剪力；

$M_{zi}$ 、 $M_{zj}$ ——节点  $i$ 、 $j$  处绕  $z$  轴弯矩；

$\theta_{xi}$ 、 $\theta_{xj}$ ——节点  $i$ 、 $j$  处绕  $x$  轴转角；

$y_i$ 、 $y_j$ ——节点  $i$ 、 $j$  处横向位移；

$\theta_{zi}$ 、 $\theta_{zj}$ ——节点  $i$ 、 $j$  处绕  $z$  轴转角；

$E$ ——挡土结构材料弹性模量，

$I_z$ ——挡土结构截面惯性矩；

$l$ ——梁单元长度；

$\alpha_1$ 、 $\alpha_2$ 、 $\beta_1$ 、 $\beta_2$ 、 $\gamma_1$ 、 $\gamma_2$ ——为系数，表达式分别为

$$\alpha_1 = \frac{ch\lambda ch\lambda l - \cos\lambda l \sin\lambda l}{sh^2\lambda l - \sin^2\lambda l} \lambda l;$$

$$\alpha_2 = \frac{ch\lambda l \sin\lambda l - sh\lambda l \cos\lambda l}{sh^2\lambda l - \sin^2\lambda l} \lambda l;$$

$$\beta_1 = \frac{ch^2\lambda l - \cos^2\lambda l}{sh^2\lambda l - \sin^2\lambda l} (\lambda l)^2;$$

$$\beta_2 = \frac{2sh\lambda l \sin\lambda l}{sh^2\lambda l - \sin^2\lambda l} (\lambda l)^2;$$

$$\gamma_1 = 2(\alpha_1\beta_1 - \alpha_2\beta_2);$$

$$\gamma_2 = 2(\alpha_1\beta_2 - \alpha_2\beta_1)。$$

式中  $\lambda = \sqrt[4]{\frac{KB}{4EI}}$  为梁的弹性特征。

采用式 (4-78) 比采用式 (4-76) 的假定其计算结果更精确。

4. 根据变形协调条件 (即结构节点的位移和连接在同一节点的每个单元的位移是互相协调的), 单元刚度矩阵  $[K]$  集成总刚度矩阵  $[K]$ 。

对于代表地基弹性系数的弹簧不作为单元, 当总刚矩阵  $[K]$  形成后, 可以按照各施工阶段的计算简图将地基弹性系数  $K$  值叠加到总刚相应位置中。此时必须注意的是根据取用的  $K$  数值还必须乘以相邻两弹簧距离的平均值, 即  $K' = \frac{L_1 + L_2}{2} K$ , 如图 4-48 所示。以  $K'$  代替  $K$  叠加入相应总刚。

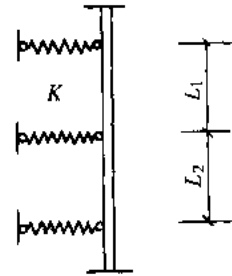


图 4-48 地基弹性系数折算

5. 根据静力平衡条件, 作用在结构结点的外荷载必须与结构内荷载相平衡。

如果外荷载给定, 则可以求得未知的结构节点位移, 用下式表示基本平衡方程

$$[K] \{ \delta \} = \{ R \} \quad (4-79)$$

- 式中  $[K]$  ——总刚矩阵;
- $\{ \delta \}$  ——位移矩阵;
- $\{ R \}$  ——荷载矩阵。

为了正确地计入施工因素, 必须考虑到挡土结构在支撑架设及随主体结构施工而逐渐撤去时由于支撑点位置、主体结构的本身条件而对挡土结构的位移、内力产生的影响, 根据图 4-49、图 4-50 所示计算简图, 重复 1~5 过程, 可以分别求得各个不同阶段挡土结构的位移、弯矩和剪力以及轴力。取各个阶段的内力包络图作为挡土结构的最终设计依据。

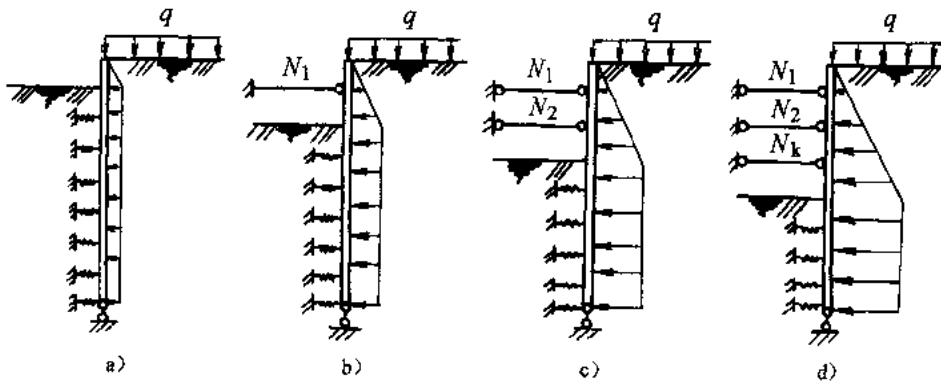


图 4-49 考虑开挖过程的结构计算简图

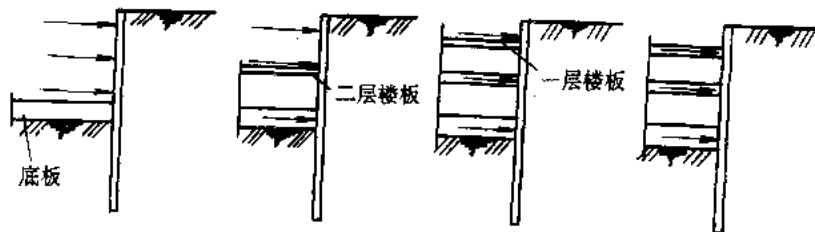


图 4-50 考虑拆撑、回撑的挡墙结构计算简图

事实上, 支撑在架设之前, 该点处的挡土结构已经发生了很大的变形, 而支撑架设后该点的变形量是很小的, 即挡土结构的位移多在支撑架设之前已经发生并影响挡土结构的内力, 所以必须修正式 (4-79)。设在支撑安装前, 支撑点处挡土结构已发生的位移值为  $\delta_1$  (图 4-51a), 则支撑安装后开挖到下一步支撑点时的计算图式如图 4-51b 所示, 即应对相应支撑杆系背离挡土结构的支座处进行位移修正, 修正量为  $\delta_1$ , 在这种条件下的计算结果可方便地计入由于杆系受力不同而发生相对变形时对挡土结构的内力影响。如位移直接修正在挡土结构的作用点, 则不能计入支撑本身的变形。在实际工程中, 支撑往往是采用对撑的形式, 此时计算长度  $L_1$  可取支撑总长的一半。

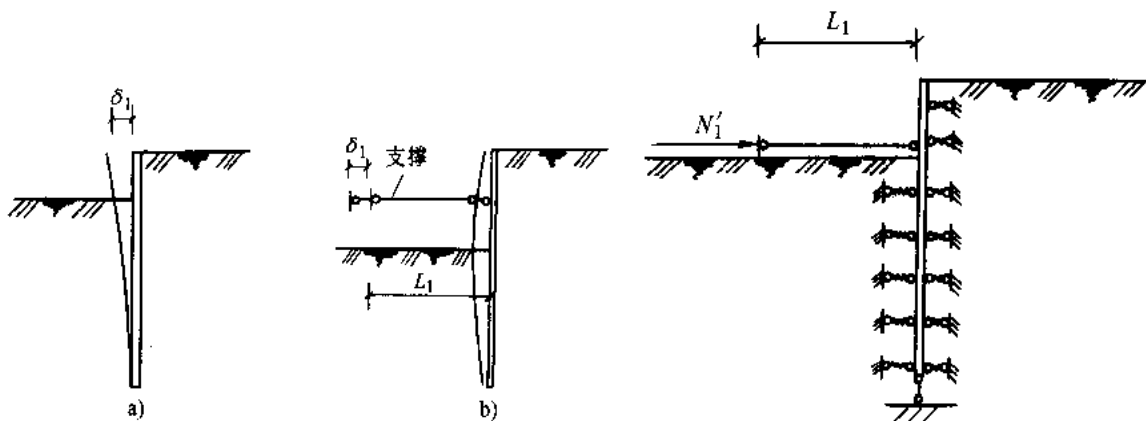


图 4-51 支撑处位移修正

图 4-52 支撑预加轴力

当挡土结构位于建筑密集、地下管网密布地区时, 通常需要控制土体的位移, 因此在施工中往往采用支撑预加轴力的工艺, 控制结构变形和产生过大的弯矩, 预加轴力一般可取支撑轴力的 30%~60%。预加轴力对挡土结构内力的影响可采用下述方法来实现。设支撑安装后于下一步开挖之前预加轴力为  $N'_1$ , 相应计算图式如图 4-52 所示。

从图 4-52 中可知,  $N'_1$  应加于支撑杆件的左边支座, 而由于水土压力在预加轴力之前已处于平衡状态, 此时仅考虑土的抗力, 地层抗力系数  $K$  可根据现场试验或有关规定取用, 但考虑到开挖面附近土体的变形和一定的安全储备, 计算中常取用图 4-53

$$K = \begin{cases} 0 \sim 10000 \text{ kN/m}^3 & 0 \sim 5\text{m} \\ 10000 \text{ kN/m}^3 & > 5\text{m} \end{cases}$$

但此时地基弹簧应处理为单向受力弹簧, 即可压而不可拉。图 4-53 中得到的位移、内力值应与没有预加轴力之前的结果相叠加, 尤其是在  $N'_1$  作用点处的位移值应与支撑安装前挡土结构先期发生的位移值相叠加, 并以叠加后的值来对下一施工阶段的受力进行修正。

现以两道支撑的挡土结构为例来阐述杆系有限元分析计算步骤。

1) 如图 4-54 所示, 计算悬臂式挡墙结构的内力、位移, 并绘出相应的位移、剪力及弯矩图;

2) 预加轴力  $N'_1$ , 求得相应的挡墙位移及内力图, 如图 4-55 所示;

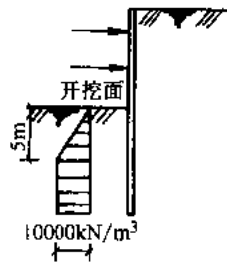


图 4-53 水平向基床系数取值 (上海)

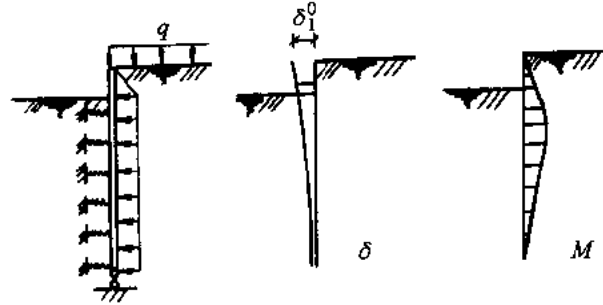


图 4-54 第一步开挖计算图

3) 将图 4-54 与图 4-55 的位移及内力图叠加得到的结果, 见图 4-56。如果没有预加轴力的工况则可考虑预加轴力的影响或将  $N_1'$  取为零值即可;

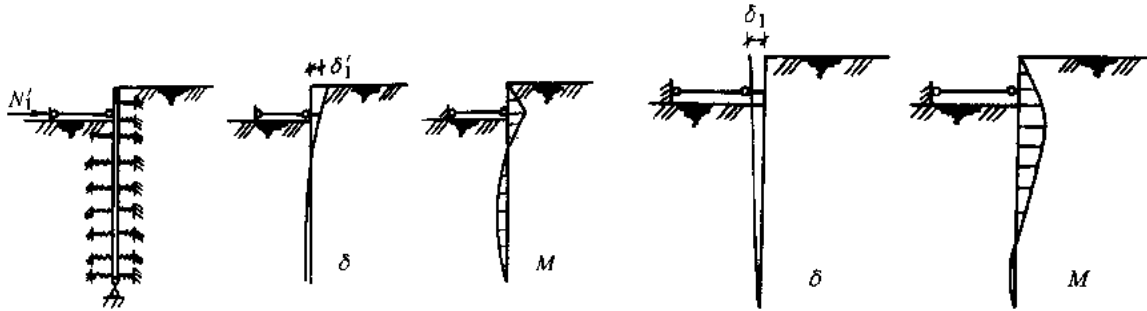


图 4-55 第一道支撑预加轴力计算图

图 4-56 位移与内力叠加结果

4) 进入第二步开挖阶段, 此时的位移修整值应为图 4-56 中的  $\delta_1$ , 且位于支撑杆背离作用点的支座处。所得结果见图 4-57, (预加轴力值  $N_1'$  不叠加);

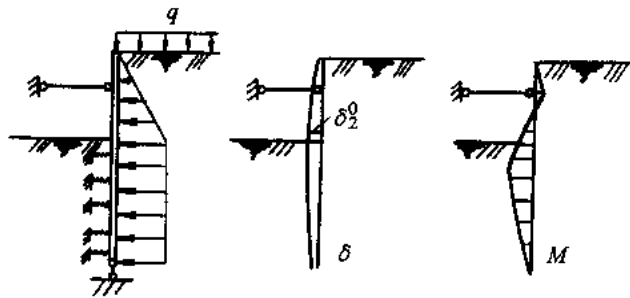


图 4-57 第二步开挖计算图

5) 若第二道支撑再须预加轴力  $N_2'$ , 则计算简图、内力图为如图 4-58 所示;

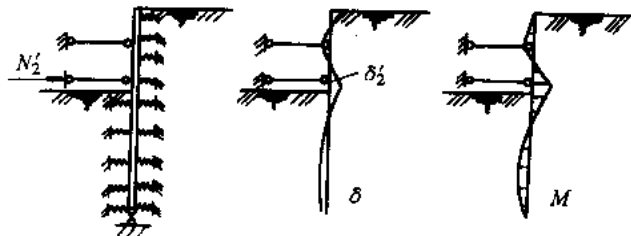


图 4-58 第二道支撑预加轴力计算图

6) 将图 4-57 及图 4-58 的位移及内力叠加, 其结果如图 4-59 所示, 其中  $\delta_2 = \delta_2^0 + \delta_2'$ ;

7) 进入第三步开挖, 此时位移调整值应取图 4-59 中的  $\delta_2$ , 而第一道支撑处的调整值为  $\delta_1$  不变, 调整位置均为支撑杆背离挡墙结构支座处。计算简图和所得结果如图 4-60 所示。

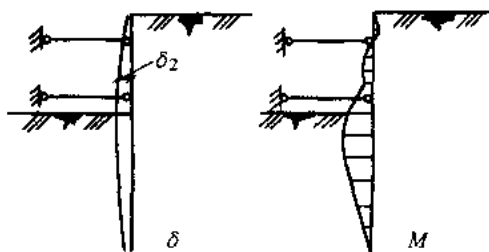


图 4-59 第二道支撑设置后内力与位移叠加的结果

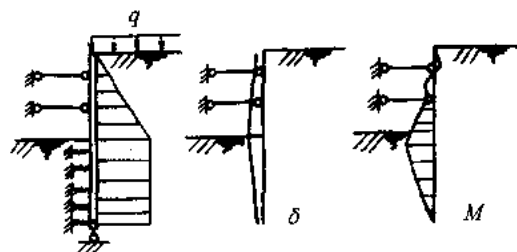


图 4-60 第三步开挖计算图

对于开挖阶段的受力状态, 可将图 4-54、图 4-56、图 4-57、图 4-59 及图 4-60 中的位移值 and 内力值作成包络图, 按所得各截面的最大值进行挡墙结构的截面设计以及支撑杆件的设计。

通常挡墙结构除了考虑开挖过程外, 还要考虑支撑拆除过程的内力变化。仍以二道支撑为例来说明计算步骤。

图 4-60 表示基坑已挖到基底标高, 可浇捣底板并拆除第二道支撑。利用力平衡原理, 在第二道支撑处作用一个与  $N_2$  大小相等、方向相反的力, 即可求得内力及位移, 如图 4-61 所示。

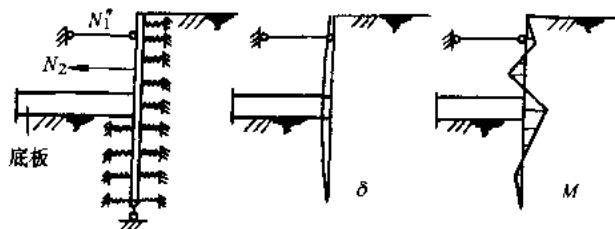


图 4-61 拆除第二道支撑计算图

拆除第二道支撑后挡墙结构和支撑的内力, 可由图 4-61 与图 4-60 的内力值叠加而得如图 4-62 的结果, 其中  $N_1^2 = N_1 + N_1^0$ 。

然后再浇捣顶板, 拆除第一道支撑。此时采用与前一次类同的方法在相应点处作用一反力, 大小与  $N_1^2$  相等但方向相反, 所得结果如图 4-63 所示。这时的内力应取图 4-62 与图 4-63 相叠加之和。

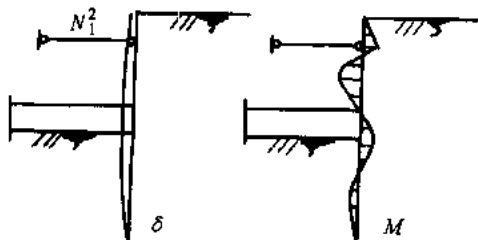


图 4-62 拆除第二道支撑后的内力叠加结果

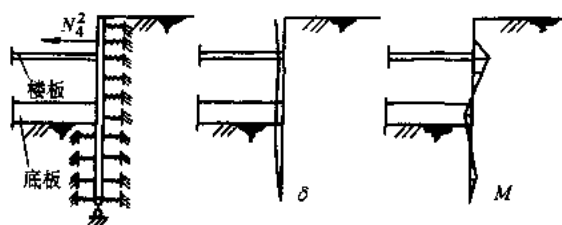


图 4-63 拆除第一道支撑计算图

### 4.5.3 实例

上海丽晶苑大厦，位于上海卢湾区。基坑支护结构采用  $\phi 1000\text{mm}$ ，长 27m 钻孔灌注桩挡土，水泥搅拌桩止水。设三道水平支撑，支撑宽 1000mm，高 800mm，围檩宽 1400mm，高 800mm，基坑开挖深度 12.65m。

土层分布及土的物理力学性质如表 4-14 所示。

表 4-14 土层物理力学性质

层序	土层名称	厚度/m	$\gamma / \text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$	C/kPa	$\phi (^{\circ})$
②	褐黄色粉质粘土	1.8	18.8	15.0	13.5
③	灰色淤泥质粉质	4.0	17.8	8.0	14.75
④	灰色淤泥质粉土	7.0	16.9	6.0	7.25
⑤ <sub>1</sub>	灰色粘土	3.5	17.7	3.5	7.5
⑤ <sub>2</sub>	灰色粉质粘土	9.0	18.3	9.0	15
⑥	暗绿色粉质粘土	2.4	20.2	33.0	13

试计算桩墙内力、位移及支撑反力。

解：水、土压力计算按合算与分算的结果均列于图 4-64 上。在计算水土压力时，坑外地面超载取 20kPa。

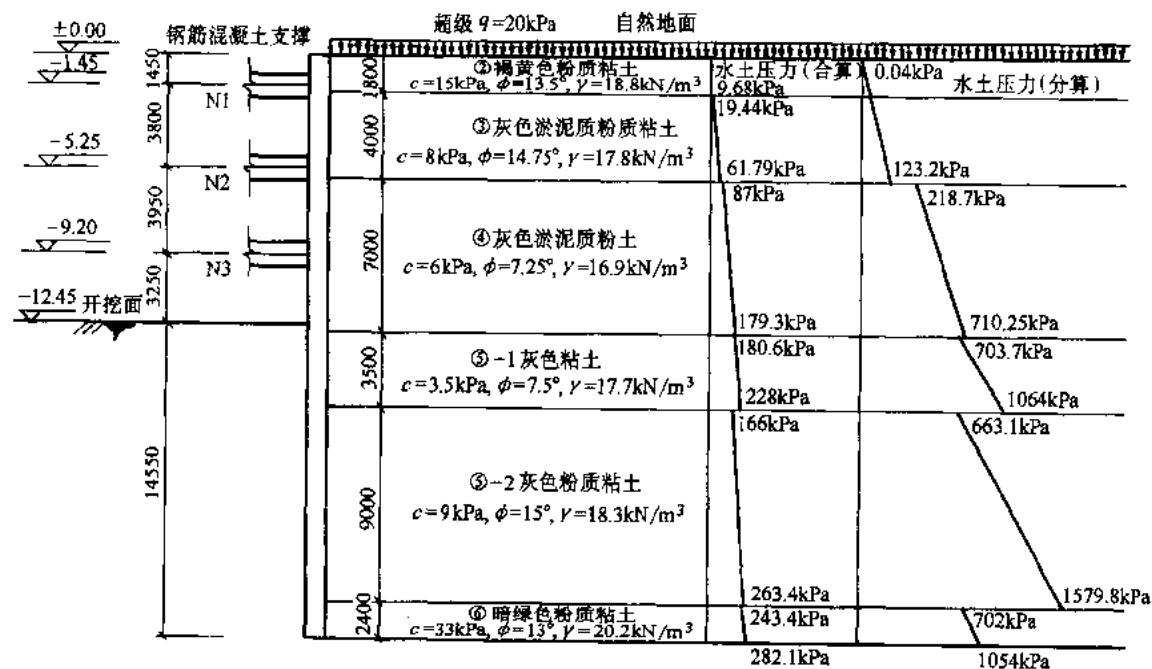


图 4-64 支护结构剖面及水土压力图

支护结构钻孔桩平面布置示意图如图 4-65 所示。

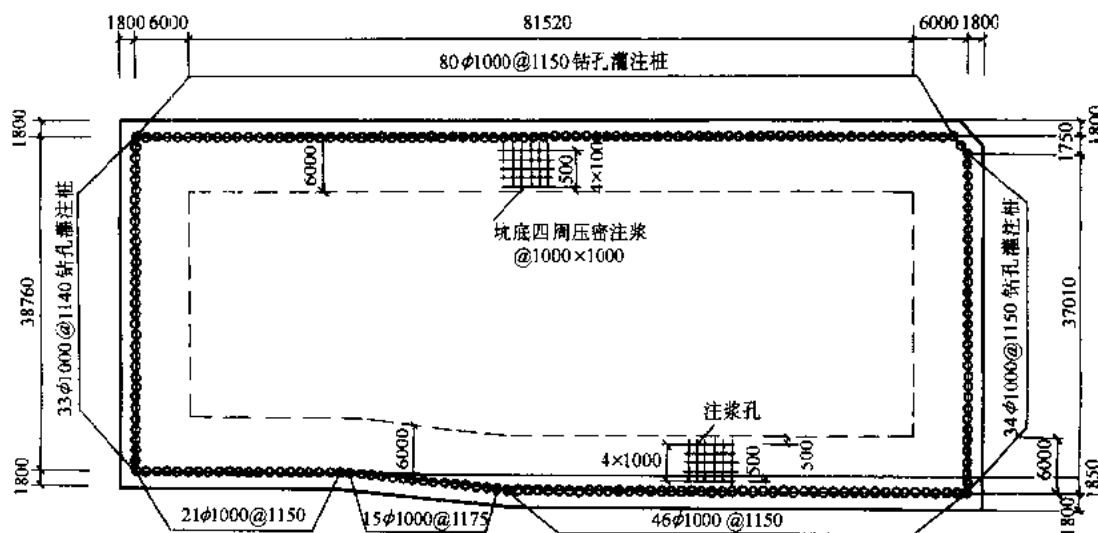


图 4-65 支护结构钻孔桩布置示意图

支撑平面布置如图 4-66 所示

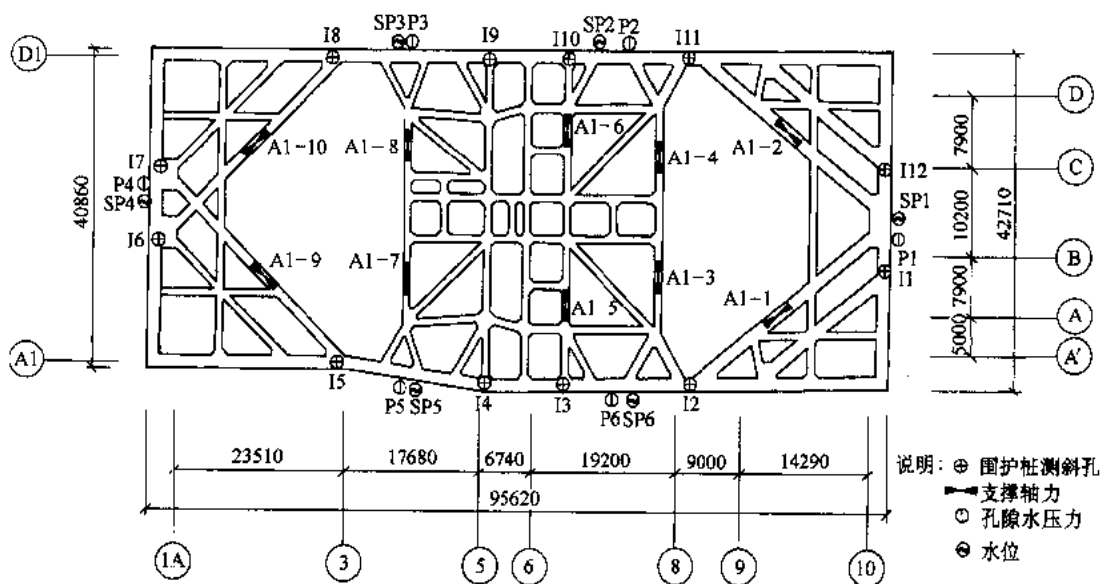


图 4-66 支撑平面布置及测点布置示意图

采用上海市标准地基基础设计规范 (DBJ 08—11—89) 规定的“竖向弹性地基梁法”计算桩墙的内力、支撑轴力和位移。应用杆系有限元法“围护之星 SUPPORT”程序进行计算。计算时考虑到坑内进行了注浆加固, 取  $m=5500\text{kN/m}^4$ 。

计算过程中考虑支撑点位移对围护墙体内力和支撑轴力的影响, 即按分层开挖施工程序进行计算, 每加设一道支撑就根据上一次墙体发生的先期位移进行修整。考虑施工过程的计算图示及计算结果见图 4-67 至图 4-73。

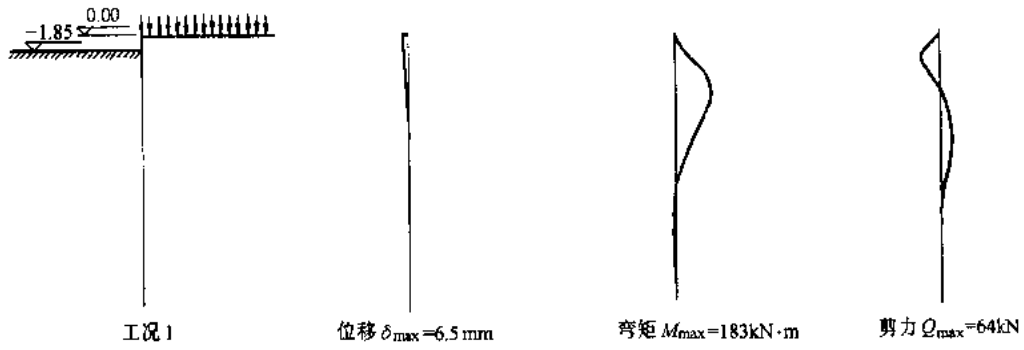


图 4-67 第一步开挖计算结果

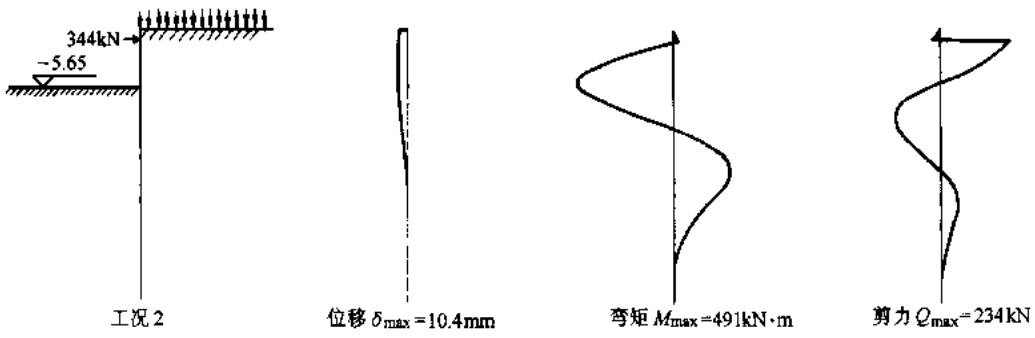


图 4-68 第二步开挖计算结果

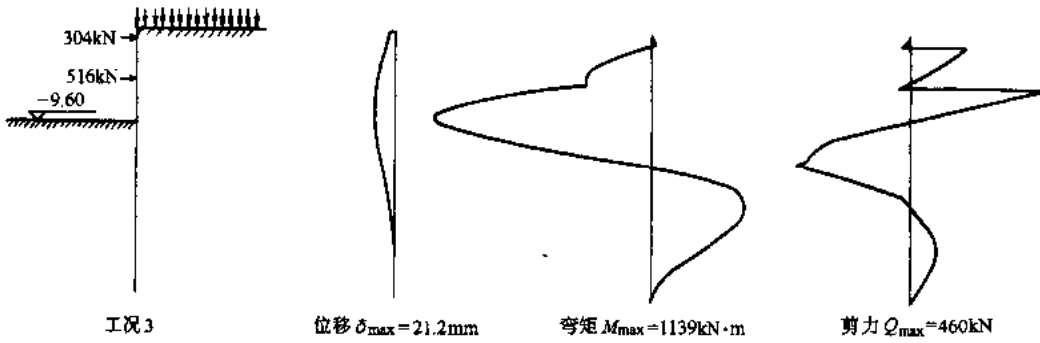


图 4-69 第三步开挖计算结果

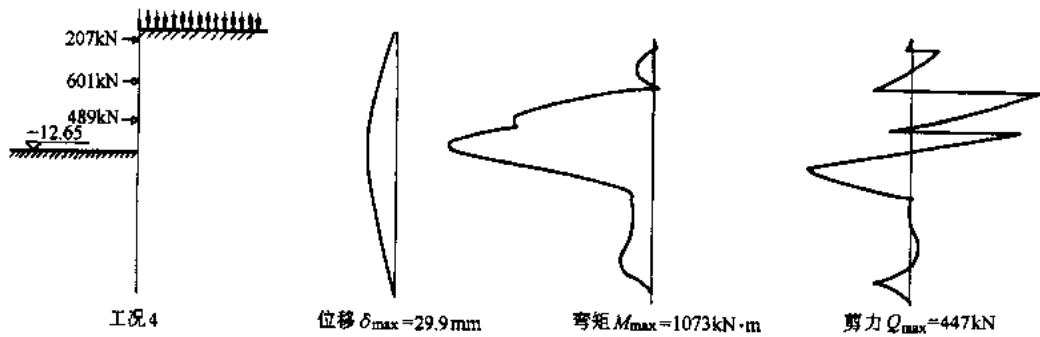


图 4-70 第四步开挖计算结果



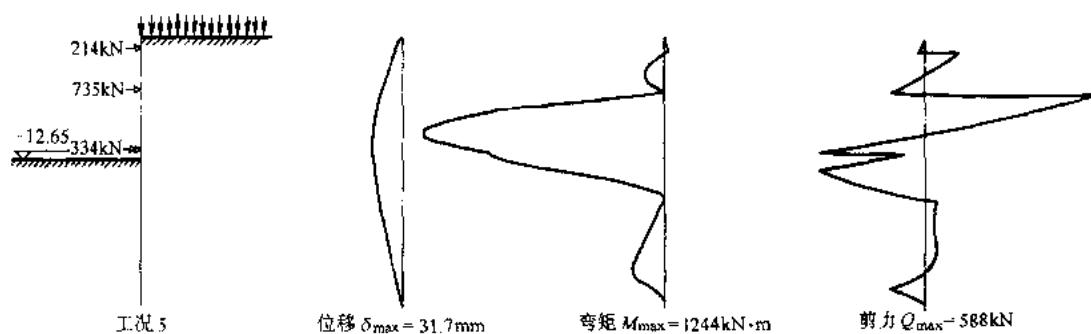


图 4-71 浇筑地下室底板后计算结果

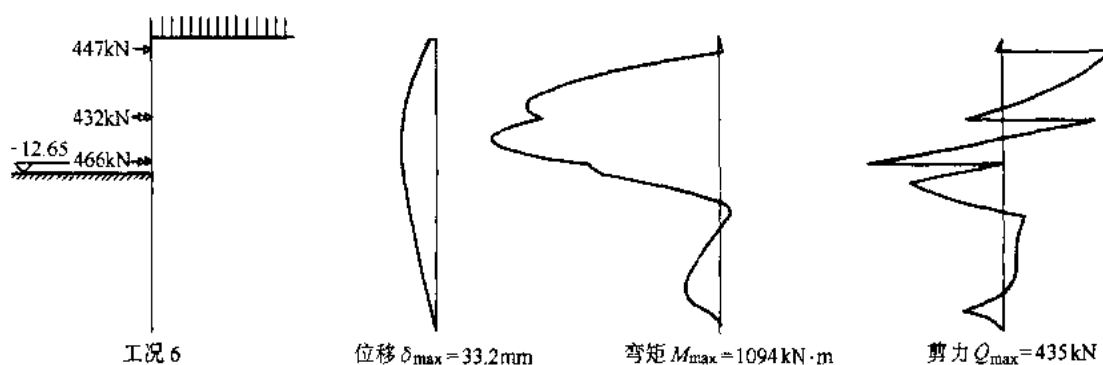


图 4-72 浇筑地下室楼板（二层）后计算结果

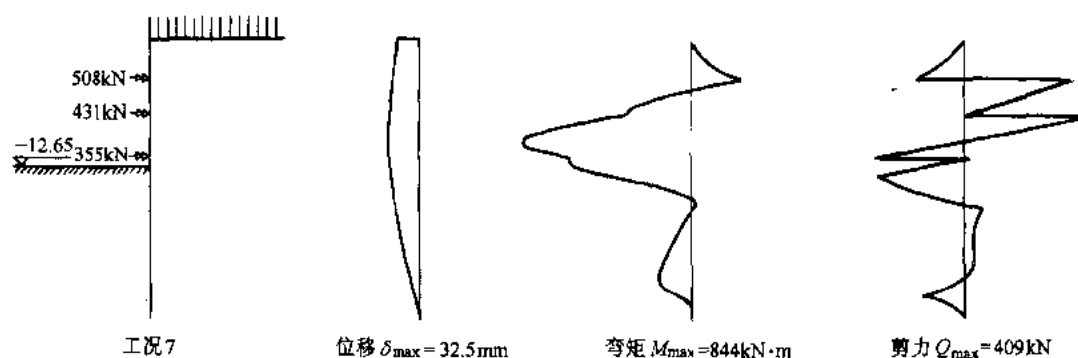


图 4-73 浇筑地下室顶板后计算结果

从图 4-67 至图 4-73 得桩墙及支撑的计算数据结果为：

桩身最大弯矩  $M=1139\text{kN}\cdot\text{m}$ 。

桩身最大位移  $\delta=33.2\text{mm}$ （近基坑底部）。

支撑最大轴力（负值表示压力）：

$$N_1=-447\text{kN/m};$$

$$N_2=-735\text{kN/m};$$

$$N_3=-489\text{kN/m}。$$

该工程在施工过程中进行了监测，测点布置如图 4-66 所示。I4 测点在各工况下的水平位移随深度变化的实测曲线如图 4-74 所示。

## 4.6 排桩支护的施工

### 4.6.1 钻孔灌注桩的施工

#### 4.6.1.1 钻孔灌注桩干作业成孔施工

对于地下水位以上的一般粘性土、砂土及人工填土地基的钻孔灌注桩，可采用干作业成孔法施工，即非泥浆无循环钻进法。

一般采用螺旋钻孔机进行成孔。螺旋钻孔机由主机、滑轮、螺旋钻杆、钻头、滑动支架、出土装置等组成。主要利用螺旋钻头切削土壤，被切的土块随钻头旋转，并沿螺旋叶片上升而被推出孔外。该类钻机结构简单，使用可靠，成孔作业效率高、质量好，无振动、无噪声，最宜用于匀质粘性土，并能较快穿透砂层。步履式螺旋成孔机如图 4-75 所示。

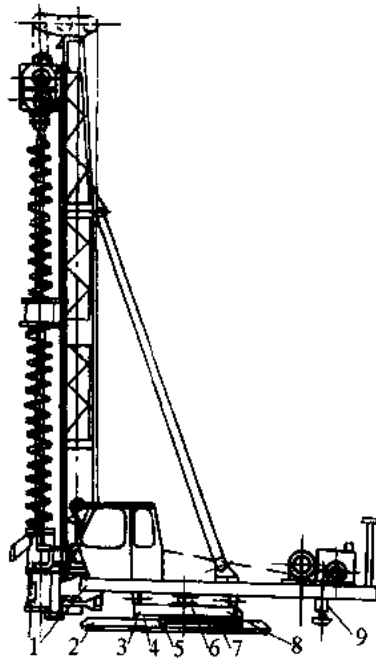


图 4-75 步履式全螺旋钻孔机

- 1—上盘 2—下盘 3—回转滚轮 4—行车滚轮 5—钢滑轮
- 6—回转中心 7—行车油缸 8—中盘 9—支盘

钻头的类型有多种，一般常用的类型如图 4-76、图 4-77 所示。部分螺旋式钻孔机技术性能如表 4-15，表 4-16 所示。

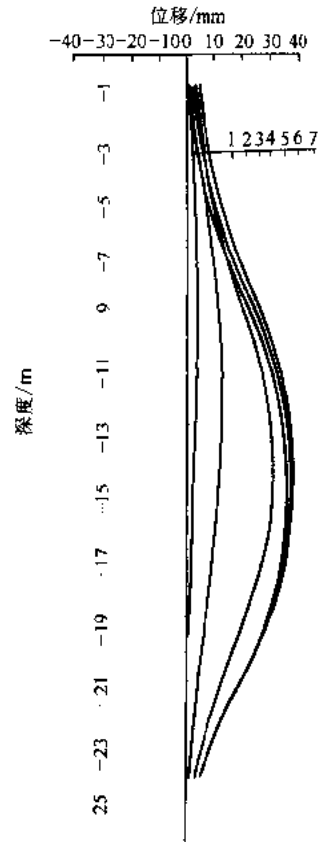


图 4-74 I4 测点水平位移随深度变化的实测曲线

- 1—第一道支撑浇筑后 2—第二道支撑浇筑后
- 3—第三道支撑浇筑后 4—底板浇筑后
- 5—拆第三道支撑后 6—拆第二道支撑后
- 7—拆第一道支撑后

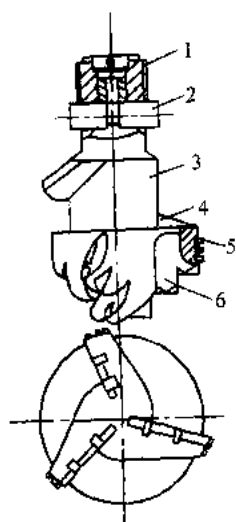


图 4-76 螺旋钻头

1—定位器 2—销子 3—钻头体 4—螺旋带  
5—切削具 6—翼片

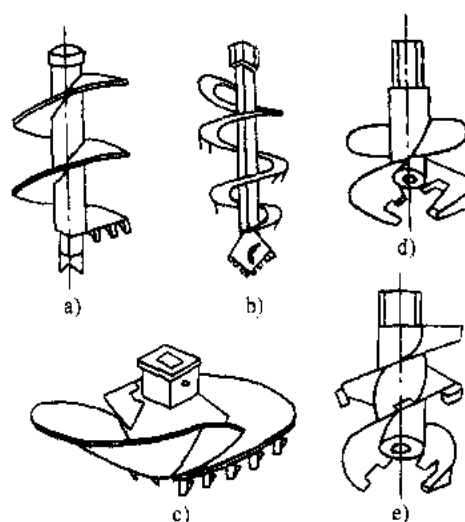


图 4-77 大直径螺旋钻头结构形式

a) 缓单侧螺旋叶片钻头 b) 阶梯钻头 c) 平缓螺旋钻头  
d) 基岩凿岩螺旋钻头 e) 漂石中钻进用螺旋钻头

表 4-15 中国螺旋钻机技术性能

型号	BQZ-II	LZ-10	LZ-400	LZ-600
性能参数				
钻孔直径/mm	300~400	300~400	400	600
钻孔深度/mm	8	10	12	16
钻杆转速 (r/min)	85	98	75、110	40、55、75
钻杆最大扭矩/kN·m	2.47	2.63		
平均钻速/m·min <sup>-1</sup>	1~1.5	1.2		
动力头电动机功率/kW	22	30	30	55
卷扬机			157	
提升能力/kN	9.8	19.6		
提钻速度/m·min <sup>-1</sup>	13			
电动机功率/kW	10	11.4		
液压系统				
液压泵型号	CB-40	CB-46		
电动机功率/kW	17	13		
行走机构类型	液压步履与半	回转机构	履带式	
步移距离/m	1.2	1.5		
回转角度/°	100	135		
钻机外廓尺寸(工作状态)/mm	7900×4100×12390	7930×4460×13400		
(长×宽×高) 拖运状态	12100×2600×3636	13050×2600×3780		
钻机总重/t	10	12		
生产厂家	河北新河钻机厂	黑龙江双城钻机厂	郑州勘察机械厂	

表 4-16 中国短螺钻主要技术性

性能参数	型号	300	600	700-II
钻孔直径/mm		1800		
钻孔深度/m		6	10.6	18
主轴回转速度/ $r \cdot \text{min}^{-1}$		30、61、108、188		29、65、111、233
主轴回转转矩/ $\text{kN} \cdot \text{m}$		52.9、26.3、14.8、8.44		73.2、32.6、19、9.1
方钻杆尺寸/mm		76.2		(外钻杆) 139.7 (内钻杆) 101.6
回转台回转角度/ $^{\circ}$		240		
主轴前后移距/mm		914		
主轴轴左、右倾角/ $^{\circ}$		各 35	各 9	各 6
主轴前后倾角/ $^{\circ}$		15	15	15
动力机功率/ $\text{kW}$		80	80	80
总质量(包括汽车底盘)/t		15.3	22.6	25.5
生产厂家		天津探矿机械厂		

干作业成孔中，螺旋钻成孔应用最多，其施工工艺流程如图 4-78 所示。为了保证最终成桩后的质量，在施工中应注意以下几个方面：

1) 在钻机就位检查无误后，使钻杆慢慢向下移动，当钻头接触土面时，再开动电动机，且开始的钻速要慢，以减小钻杆的晃动，又易于校正桩位及垂直度；

2) 如发现钻杆不正常地摆晃或难于钻进时，应立即提钻检查，排除地下块石或障碍物，避免设备损坏或桩位偏斜；

3) 遇硬上层时，应慢速钻进，以保证孔形及垂直度；

4) 钻到设计标高时，应在原深度处空转清土，停钻后，提出钻杆弃土。空转清土时，不可进钻，提钻弃土时，不可回转钻杆；

5) 钻取出的土不可堆在孔口边，应及时清运；

6) 吊放钢筋笼时，应防止变形和碰撞孔壁。钢筋笼外侧应设有预制的混凝土垫块，以保证混凝土保护层厚度；

7) 经检查合格的孔，应不隔夜及时浇注混凝土。混凝土从吊持的串桶内注入，一般深度大于 6m 时，靠混凝土下冲力自身砸实，小于 6m 时，应以长竹杆人工插捣，当只剩下 2m 时，用混凝土振捣器捣实。常采用的混凝土坍落度为：

一般粘性土宜用 5~7cm，砂类土宜用 7~9cm，黄土宜用 6~9cm。混凝土强度等级不低于 C15。

8) 桩顶标高低于地面时，孔口应有盖板，以防人、物坠落。

最近引起国内重视的是从日本、意大利等国引进的钻斗钻进设备，主要适用于土层中，特别是软土层中。其最大优点是避免泥浆大量外运和泥浆造成的环境污染。钻斗既是土的切削破碎工具，又是暂时存土容器。钻进时不采用泥浆循环，但钻进时为了保护孔壁稳定，孔内要注满优质泥浆（又叫稳定液）。钻斗钻进对粘性土、粉土、部分砂性土及淤泥有很高

效率。

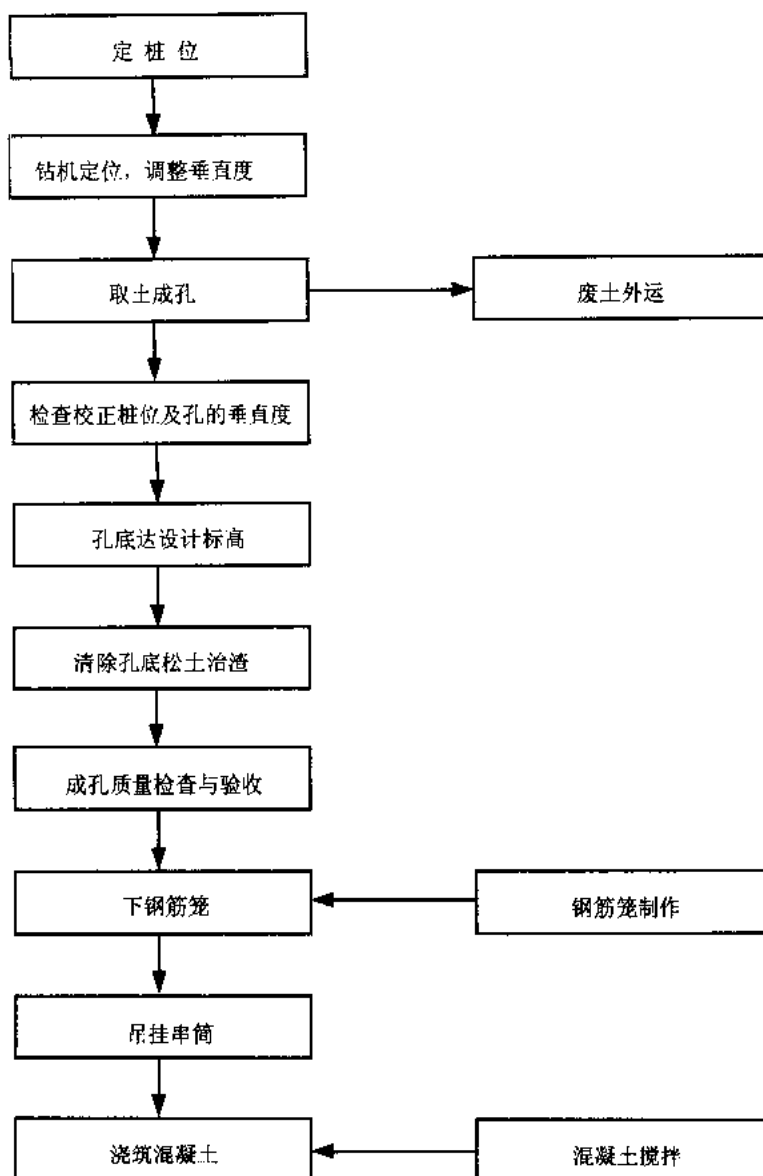


图 4-78 钻孔灌注桩干作业成孔施工工艺流程图

#### 4.6.1.2 钻孔灌注桩湿作业成孔施工

钻孔灌注桩的湿作业成孔法，适用于一般粘性土、淤泥和淤泥质土、砂性土和碎石类土，尤其适用于在地下水位较高的土层中。

湿作业法的成孔机械有冲击钻机、冲抓锥成孔机及正、反循环旋转钻机等，可应用在不同的土层中。

旋转钻机成孔是利用旋转切削土体钻进，并在钻进的同时采用循环泥浆的方法护壁排渣，继续钻进成孔。现用旋转钻机按泥浆循环的程序不同分为正循环与反循环两种。所谓正循环即在钻进的同时，泥浆泵将泥浆压进泥浆笼头，通过钻杆中心从钻头喷入钻孔内，

泥浆挟带钻渣沿钻孔上升，从护筒顶部排浆孔排出流至沉淀池，钻渣在此沉淀而泥浆仍进入泥浆池循环使用，如图 4-79 所示。

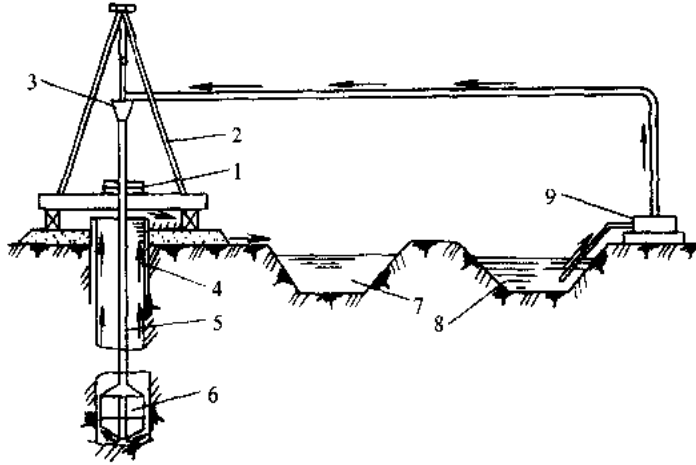


图 4-79 正循环旋转钻孔

1—钻机 2—钻架 3—泥浆笼头 4—护筒 5—钻杆  
6—钻头 7—沉淀池 8—泥浆池 9—泥浆泵

反循环与正循环程序相反，将泥浆用泥浆泵送至钻孔内，然后从钻头的钻杆下的钻头吸进，通过钻杆和砂石泵排到沉淀池，泥浆沉淀后再循环使用。反循环法吸泥有两种方式，即反循环泵方式和空气升液方式。反循环泵方式是钻管上端有软管与离心泵连接，吸泥时先用真空泵排出软管和钻管中的空气，再启动离心泵抽吸泥水。空气升液方式是钻管底端附近喷吹压缩空气，产生密度较小的空气和泥水混合物，形成管内外的密度差值，由此在管内产生向上的水流。

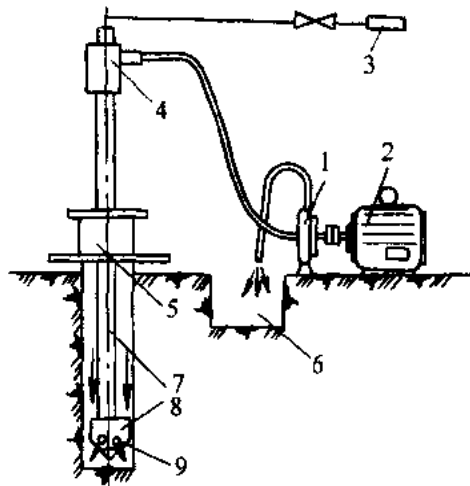


图 4-80 反循环回转钻进原理示意图

1—砂石泵 2—电动机 3—真空泵 4—水接头 5—回转器  
6—沉淀池 7—钻具 8—钻头 9—进渣口

正循环旋转钻机，多借用现有的转盘式水文地质钻机，进行某种改造，如扩大底盘，增加移动装置等。表 4-17 列出了几种国内正循环回转钻机的主要技术性能。

表 4-17 国内正循环回转钻机主要技术性能

钻机型号		SPJ-300	SPC-300H	GJC-40H	红星-300	红星-400
性能参数						
钻孔直径/mm		500	500; 700	500~1700; 700	560~400	650
钻孔深度/m		300	200~300; 80	300~40; 80	300	400
钻杆直径/mm		89	89	89	89; 114	114
转盘	通孔直径/mm	500	505	505		
	正转速 $r \cdot \text{min}^{-1}$	40; 70; 128	52; 78; 123	40~123	21; 34; 61; 83	22; 59; 80; 120
	反转速 $r \cdot \text{min}^{-1}$	40; 70; 128	40	32~40	21; 43; 61; 83	22; 59; 80; 120
主卷扬机	最大提升力/kN	29.4	29.4	29.4	19.6	29.4
	提升速度 $\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$	0.67; 1.16; 2.08	0.72; 1.42; 2.04		0.37; 0.75; 1.07; 1.46;	0.5; 1.1; 1.58; 2.13
副卷扬机	最大提升力/kN	19.6	19.6	19.6 (注3)	4.9	9.8
	提升速度 $\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$	0.46; 0.8; 1.44	0.37; 0.7; 1.0		0.43; 0.72; 1.01; 1.41	0.5; 1.45; 2.0; 3.13
钻塔	高度/m	10.5	11	11	9.4	11
	额定负荷/kN	235	147	117	196	245
泥浆泵	型号	BW-870	BW-600/30	BW-1000/30	双缸双作用	双缸双作用
	流量 $\text{L} \cdot \text{min}^{-1}$	870; 600	600	1000	600	1000; 670
	压力/MPa	1.96; 2.91	2.94	1.47	1.18	1.31; 2.91
动力机	型号	4135T; J03-200	6135Q (6120Q-1)	6135Q		J02-82~4 J02-82~6
	功率	80HP; 40kW	160HP	160HP	40kW	40kW; 30kW
主动重量/t					9.0	9.7
钻机重量/t		11	15	17	10.46	10.6
钻机外廓	工作状态/mm				4400 × 3000 × 13500	5420 × 2690 × 12700
	运输状态/mm	11700 × 2450 × 2670	10850 × 2470 × 3550	1085 × 2470 × 3550	9200 × 2500 × 3000	9900 × 2690 × 3700
生产厂		上海探矿机械厂	天津探厂机械厂		郑州勘察机械厂	

灌注桩湿作业成孔施工工艺流程见图 4-81 及图 4-82 所示。

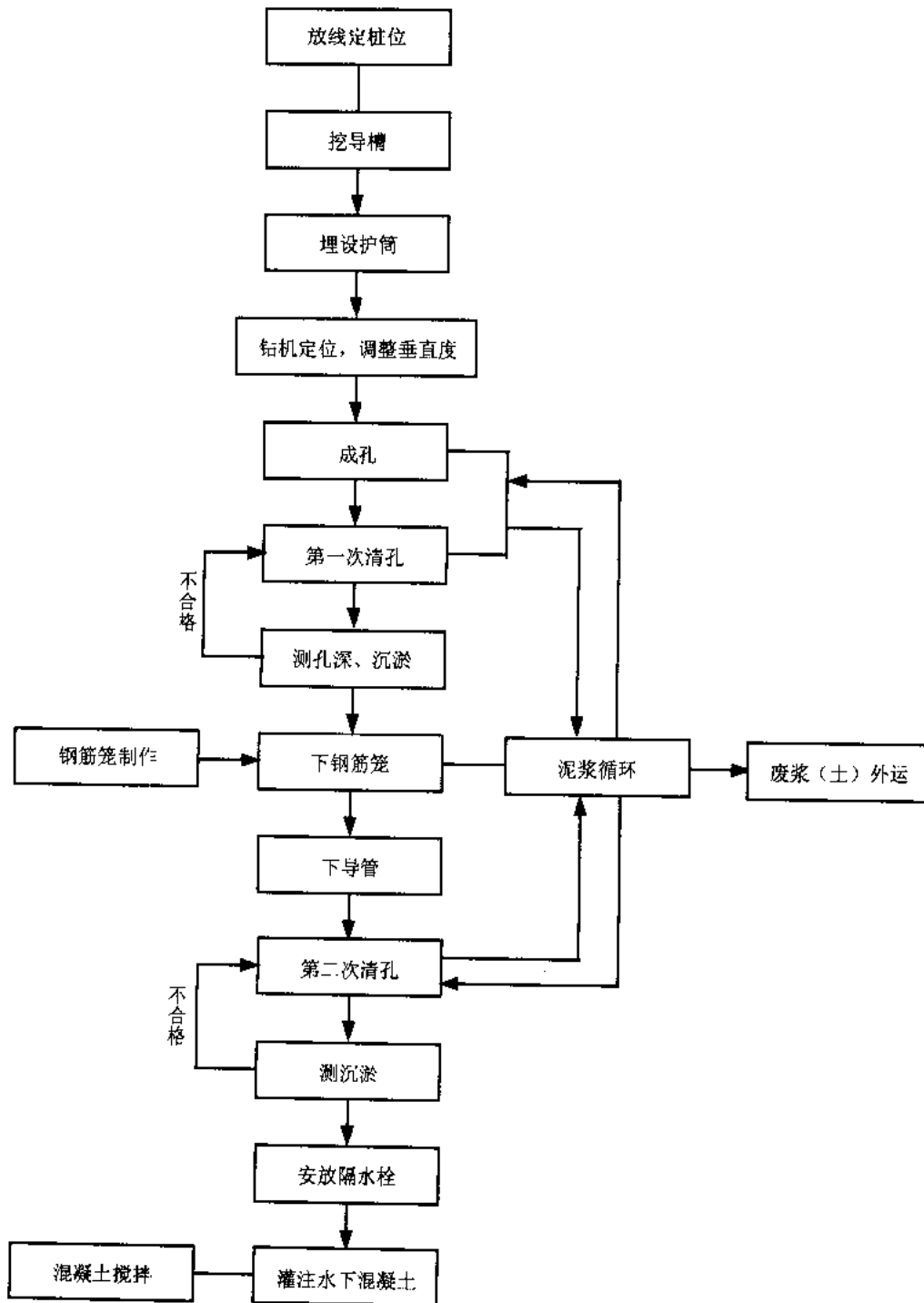


图 4-81 灌注桩湿作业成孔施工工艺流程图



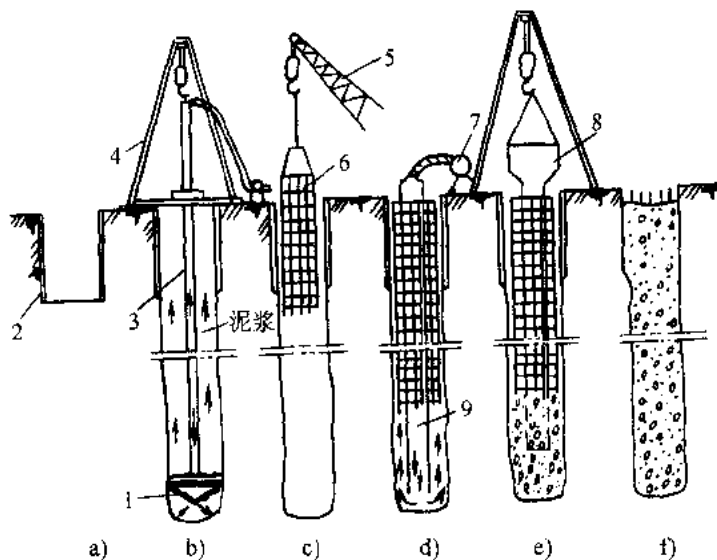


图 4-82 钻孔桩成桩施工工艺图

- a) 埋设护口管 b) 回转成孔 c) 吊放钢筋笼  
 d) 二次清孔底沉渣 e) 灌注混凝土 f) 拔出护口管, 灌注混凝土结束
- 1—钻头 2—护口管 3—钻杆 4—钻机 5—吊车  
 6—钢筋笼 7—高压泵 8—漏斗 9—导管

主要施工过程如下:

1) 成孔施工。成孔工艺应根据工程特点、地质条件和设计要求合理选择。成孔直径必须达到设计桩径, 钻头应有保径装置。若采用锥形钻, 其锥形夹角不得小于 120 度。钻头直径应根据施工工艺和设计桩径合理选定。在成孔施工过程中应经常检查核验钻头尺寸, 必要时应进行修理。

在正式施工前应进行试成孔, 数量不得少于 2 个。核对地质资料, 检验所选的设备、机具、施工工艺以及技术要求是否适宜。如孔径、垂直度、孔壁稳定和淤积等检测指标不能满足设计要求时, 应拟定补救技术措施, 或重新选择成孔工艺。

成孔施工应一次不间断地完成, 成孔完毕至灌注混凝土的间隔时间不应大于 24 小时。

护壁泥浆可采用原土造浆或人工造浆。根据不同的成孔工艺和地质情况, 在表 4-18 的范围内选用。

表 4-18 注入排出孔口泥浆性能技术指标

项次	项目		注入泥浆指标	排出泥浆指标
1	泥浆密度	正循环成孔	$\leq 1.15$	$\leq 1.30$
		反循环成孔	$\leq 1.10$	$\leq 1.15$
2	漏斗粘度	正循环成孔	18" ~ 22"	20" ~ 26"
		反循环成孔	16" ~ 18"	18" ~ 22"

成孔至设计深度后, 应对孔深、孔径、垂直度及泥浆密度等进行检查, 确认符合要求

后,方可进行下一道工序施工。

2) 清孔。清孔应分二次进行。第一次清孔在成孔完成后立即进行;第二次在下钢筋笼和安装导管后进行。

常用的清孔方法有正循环清孔、泵吸反循环清孔和气举反循环清孔,通常随成孔时采用的循环方式而定。清孔过程中应测定泥浆指标,清孔后的泥浆密度应小于 1.15。清孔结束时测定孔底沉淤,孔底沉淤厚度对支护桩一般应小于 30cm。第二次清孔结束后孔内应保持水头高度,并应在 30min 内灌注混凝土。若超过 30min,灌注混凝土前应重新测定孔底沉淤厚度,并满足规定要求。

3) 钢筋笼施工。钢筋笼宜分段制作,分段长度应按成笼的整体刚度、来料钢筋长度及起重设备的有效高度等因素确定。为保证保护层厚度,钢筋笼上应设保护层垫块,设置数量每节钢筋笼不应少于 2 组,长度大于 12m 的,中间应增设 1 组。每组块数不得少于 3 块,且应匀称地分布在同一截面的主筋上。保护垫块可采用混凝土滑轮块或扁钢定位体。

钢筋笼在起吊、运输和安装中应采取措施防止变形。起吊吊点宜设在加强箍筋部位。钢筋笼用分段沉放法时,纵向主筋的连接须用焊接,要特别注意焊接质量,同一截面上的接头数量不得大于纵筋数量的 50%,相邻接头的间距不小于 500mm。对于非均匀配筋的钢筋笼,在安装时应注意方向性。

4) 水下混凝土施工。混凝土配合比设计方法应按建设部标准《普通混凝土配合比设计技术规程》JGJ 55-81 执行。正式拌制混凝土前,应进行试配,试配的混凝土强度比设计桩身强度提高 15%~25%,坍落度 16~20cm,含砂率 40%~45%,水泥用量不得少于 380kg/m<sup>3</sup>,最大用量不宜大于 500kg/m<sup>3</sup>。应具有良好的和易性和流动度。坍落度损失应满足灌注要求。混凝土初凝时间应为正常灌注时间的 2 倍。

水下混凝土灌注是确保成桩质量的关键工序,灌注前应做好一切准备工作,保证混凝土灌注连续紧凑地进行。单桩混凝土灌注时间不宜超过 8h。混凝土灌注的充盈系数不得小于 1,也不宜大于 1.3。

混凝土灌注用的导管内径应按桩径和每小时灌注量确定,一般为  $\phi 200 \sim \phi 250\text{mm}$ ,壁厚不小于 3mm。导管第一节底管应大于 4.0m,导管标准节长度以 3m 为宜。浇灌水下混凝土所用的隔水塞可采用混凝土浇制,混凝土强度不低于 C20 级。外形应规则光滑并配有橡胶垫片。

混凝土浇灌时,导管应全部安装入孔,安装位置应居中。导管底口距孔底高度以能放出隔水塞和混凝土为宜,一般控制在 50cm 左右。隔水塞应采用铁丝悬挂于导管内。混凝土灌入前应先灌入 0.1~0.2m<sup>3</sup> 的 1:1.5 水泥砂浆,然后再灌入混凝土。等初灌混凝土足量后,方可截断隔水塞的系结铁丝将混凝土灌至孔底。混凝土初灌量应能保证混凝土灌入后,导管埋入混凝土深度为不少于 0.8~1.3m,导管内混凝土柱和管外泥浆柱压力平衡。混凝土初灌量体积为图 4-83 所示,按下

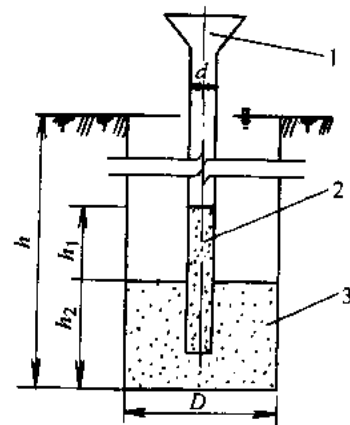


图 4-83 混凝土初灌量计算图

1—漏斗储料斗 2—导管 3—钻孔

式确定。

$$V \geq \frac{1}{4} \pi h_1 d^2 + \frac{1}{4} \pi k D^2 h_2 \quad (4-80)$$

$$h_1 = (h - h_2) \frac{\gamma_w}{\gamma_c}$$

式中  $V$ ——混凝土初灌量体积 ( $\text{m}^3$ );

$h_1$ ——导管内混凝土柱与管外泥浆柱压力平衡所需高度 (m);

$h$ ——桩孔深度 (m);

$h_2$ ——初灌混凝土下灌后, 导管外混凝土面高度, 取 1.3~1.8m;

$\gamma_w$ ——泥浆密度, 11~12kN/m<sup>3</sup>;

$\gamma_c$ ——混凝土密度, 23~24kN/m<sup>3</sup>;

$d$ ——导管内径 (m);

$k$ ——混凝土充盈系数, 取 1.3;

$D$ ——桩孔直径 (m)。

在水下混凝土灌注中导管埋入深浅对于灌注能否顺利进行从而保证成桩质量至关重要。导管埋入过浅, 操作稍一疏忽会将导管拔出混凝土面, 或因孔深压力差大, 导管埋入浅可能发生新灌入混凝土冲翻顶面, 造成夹泥甚至断桩事故。导管埋入过深, 会发生或因顶升阻力大而产生局部涡流造成夹泥, 或因混凝土出管上泛阻力大, 上部混凝土长时间不动流动度损失而造成灌注不畅或其他质量问题。因此, 混凝土灌注过程中导管应始终埋在混凝土中, 严格控制导管不能提出混凝土面。导管埋入混凝土面的深度以 3~10m 为宜, 最小埋入深度不得小于 2m。导管应勤提勤拆, 一次提管拆管不得超过 6m。

混凝土灌注中应防止钢筋笼上拱。

混凝土实际灌注高度应比设计桩顶标高高出一定高度。高出的高度应根据桩长、地质条件和成孔工艺因素确定, 其最小高度不宜小于桩长的 5%, 且应保证支护结构圈梁底标高处及以下的桩身混凝土强度满足设计要求。

当然, 用灌注桩作为排桩支护, 桩体排列应是一条直线, 以便开挖后坑壁整齐。桩的施工一般应间隔两根, 按桩号的次序先是 1、4、7、10 号, 然后再 2、5、8、11 号。

## 4.6.2 挖孔桩的施工

挖孔桩作为基坑支护结构与钻孔灌注桩相似, 是由多个桩组成桩墙而起挡土作用。挖孔桩可使用简单的机具进行开挖, 不受设备和工作面限制, 可若干个孔同时开挖。施工时无振动、无噪声、无泥浆, 对周围环境不会产生污染; 适应建筑物、构筑物拥挤的地区, 对邻近结构和地下设施的影响小, 场地干净, 造价较经济。

挖孔桩适用于无水或少水的较密实的土类中, 对流动性淤泥、流砂和地下水较丰富的地区不宜采用。桩的直径(或边长)不宜小于 1.4m, 最大可达到 5.0m, 孔深一般不宜超过 20m。

挖孔桩施工, 必须在保证安全的基础上不间断的快速进行。每一桩孔开挖、提升出土、排水、支撑、立模板、吊装钢筋骨架、灌注混凝土等作业都应事先准备好, 紧密配合, 及

时完成。

人工挖孔桩是采用人工挖掘桩孔土方，随着桩孔的下挖，逐段浇捣钢筋混凝土护壁，直到所需深度，如图 4-84 所示。土层好时，也可不用护壁，一次挖至设计标高，最后在护壁内一次浇注混凝土。主要施工程序如下：

1) 开挖桩孔。一般采用人工开挖，开挖之前应清除现场及山坡上的悬石、浮土，排除一切不安全因素，作好孔口四周临时围护和排水措施。孔口应采取防止土石掉入孔内，并安排好排土提升设备（卷扬机或木绞车等），布置好运土通道及弃土地点，必要时孔口应搭雨棚。挖孔过程中要随时检查桩孔尺寸和平面位置，防止误差。应注意施工安全，下孔人员必须配戴安全帽和安全绳，提取土渣的机具必须经常检查。孔深超过 10m 时，应经常检查孔内二氧化碳浓度，如超过 0.3% 应增加通风措施。孔内如用爆破施工，应采用浅眼爆破法，且在炮眼附近要加强支护，以防止震坍孔壁。桩孔较深时，应采用电引爆，爆破后应通风排烟，经检查孔内无毒后施工人员方可下孔。

2) 护壁和支撑。挖孔桩开挖过程中，开挖和护壁两个工序，必须连续作业，以确保孔壁不坍。挖孔桩能否顺利施工，护壁起决定性作用，绝不可马虎从事。应根据地质、水文条件、材料来源等情况因地制宜选择支撑及护壁方法。桩孔较深，土质较差，出水量较大或遇流砂等情况时，宜采用就地灌注混凝土护壁，每下挖 1~2m 灌注一次，随挖随支。护壁厚度一般采用 0.15~0.20m，混凝土强度等级为 C15~C20，必要时可配置少量的钢筋，也可采用下沉预制钢筋混凝土圆管护壁。如土质较松散而渗水量不大时，可考虑用木料作框架式支撑或在木框架后面铺架木板作支撑。

3) 排水。孔内渗水量不大，可采用人工排水；渗水量较大，可用高扬程抽水机或将抽水机吊入孔内抽水。遇到混凝土护壁坍塌或漏水，用水泥干拌堵塞，效果良好。

4) 吊装钢筋骨架及灌注桩身混凝土。挖孔到达设计深度后，应检查和处理孔底、孔壁。清除孔壁及孔底浮土，孔底必须平整，符合设计条件及尺寸，以保证桩身混凝土与孔壁及孔底密贴，受力均匀。遇到地下水较难抽干，但可清孔干净时，可采用先铺砌条石、块石封底或采用水下混凝土封底。浇灌桩身混凝土时应一次浇灌完毕，不留施工缝。

挖孔桩在挖孔过深（超过 15~20m），或孔壁土质易于坍塌，或渗水量较大的情况下，都应慎重考虑。

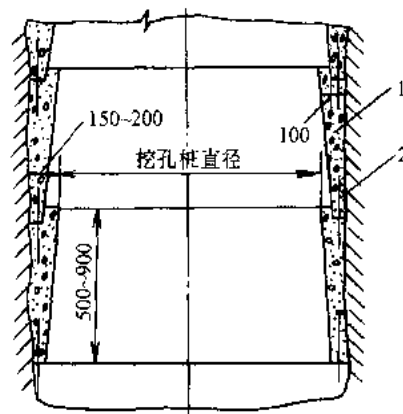


图 4-84 人工挖孔桩

1—混凝土护圈 2—连接的直钢筋  $\phi 8\sim 12$

### 4.6.3 板桩施工

板桩墙支护结构中，常用的板桩类型有：

1) 钢板桩。常用的截面形式为 U 形、Z 形和直腹板式，如图 4-85 所示。

钢板桩支护结构是将钢板桩打入土层，设置必要的支撑或拉锚，抵抗土压力和水压力

并保持周围地层的稳定。钢板桩支护的优点是：板桩材料质量可靠，在软弱土层中施工速度快，施工也较简单，并且有较好的挡水性，临时性结构的钢板桩可拔出多次重复使用，降低成本。

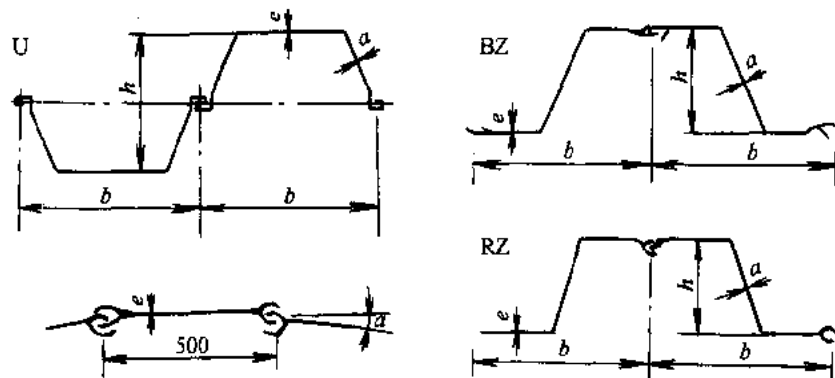


图 4-85 常用钢板桩截面形成

2) 钢筋混凝土板桩。如图 4-86 所示，钢筋混凝土板桩常采用矩形截面槽榫结合形式，桩尖部分做成三面斜坡以利于打入并使桩能挤紧。这种板桩的槽和榫不能做到全长紧密接合，因为在打入土中时，往往有小块泥砂在槽口内嵌紧，迫使桩逐步分离。因此在实际工作中，榫只能在桩脚上部做至 1.5~2.0m 高度，其余部分槽口留出空隙，使两块板桩合拢后形成孔洞；孔洞内可压水泥浆等填塞。钢筋混凝土板桩施工简易，造价相对低廉，往往在工程结束后不再拔出，不致因拔桩对附近建筑物产生影响和危害，但打桩时对附近建筑物的影响必须充分考虑。

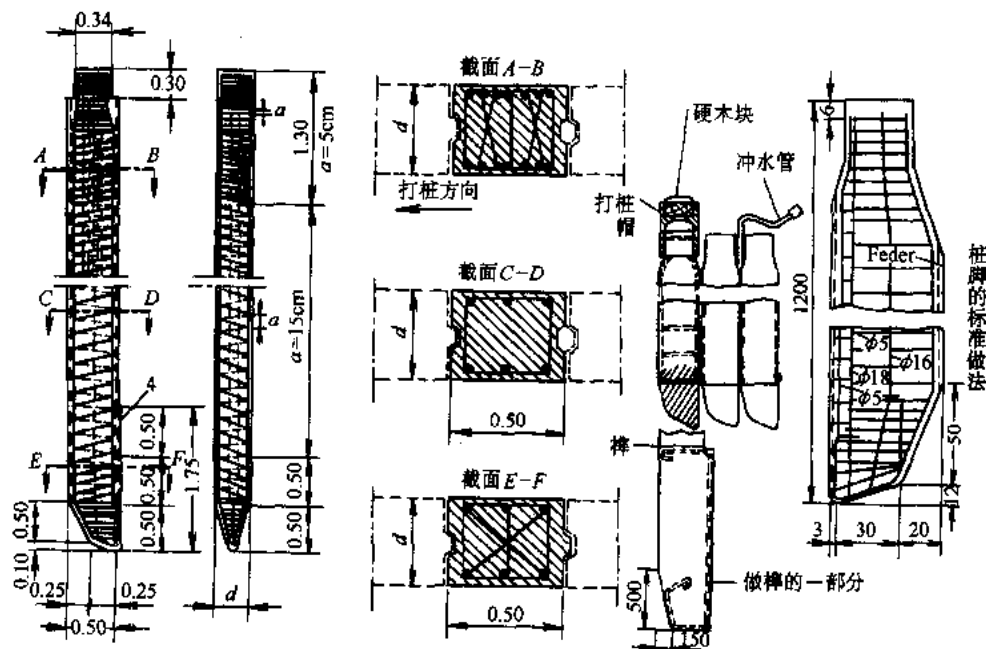


图 4-86 钢筋混凝土板桩图

目前在深基坑支护中，多采用钢板桩，下面以钢板桩为例介绍板桩施工的主要程序。

### 1. 钢板桩的施工机具

钢板桩施工机具有冲击式打桩机，包括自由落锤、柴油锤、蒸汽锤等。振动打桩机，可用于打桩及拔桩。此外还有静力压桩机等。

为使钢板桩施工顺利进行，应选择合适的施工机械。其主要依据是钢板桩的重量、长度及数量；土质情况，应有利于钢板桩的打入和拔出；满足噪声、振动等公害控制要求。表 4-19 为各种机械的适用情况。

表 4-19 各类打桩机的适用情况

机械类别		冲击式打桩机			振动锤	油压式压桩机
		柴油锤	蒸汽锤	落锤		
钢板桩	形式	除小型板桩外所有板桩	除小型板桩外所有板桩	所有形式板桩	所有形式板桩	除小型板桩外所有形式的板桩
	长度	任意长度	任意长度	适宜短桩	很长桩不合适	任意长度
地导条件	软弱粉土	不适	不适	合适	合适	可以
	粉土，粘土	合适	合适	合适	合适	合适
	砂层	合适	合适	不适	可以	可以
	硬土层	可以	可以	不可以	不可以	不适
施工条件	辅助设施	规模大	规模大	简单	简单	规模大
	发音	高	较高	高	小	几乎没有
	振动	大	大	少	大	无
	贯入能量	大	一般	小	一般	一般
	施工速度	快	快	慢	一般	一般
费用		高	高	便宜	一般	高
工程规模		大工程	大工程	简易工程	大工程	大工程

### 2. 钢板桩的打入

钢板桩的设置位置应在基础最突出的边缘外，留有支模、拆模的余地，便于基础施工。在场地紧凑的情况下，也可利用钢板作底板或承台侧模，但必须配以纤维板（或油毛毡）等隔离材料，以利钢板桩拔出。

钢板桩在使用前应进行检查整理，尤其对多次利用的板桩，在打拔、运输、堆放过程中，容易受外界因素影响而变形，在使用前均应进行检查，对表面缺陷和挠曲进行矫正。

为确保施工后的板桩轴线应设置导向装置。图 4-87 为板桩的导向装置，导向桩或导向梁可采用型钢，也可用木材代替，导向梁间的净距即板桩墙宽度。导向装置在用完后，可拆出移至下一段连续使用。

钢板桩的打入方法主要有：

1) 单根桩打入法：是将板桩一根根地打入至设计标高。

这种施工法速度快，桩架高度相对可低一些，但容易倾斜，当板桩打设要求精度较高、板桩长度较长（大于 10m）时，不宜采用。

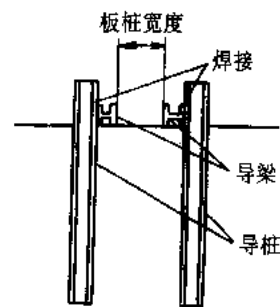


图 4-87 板桩导向装置

2) 屏风式打入法: 将 10~20 根板桩成排插入导架内, 使之成屏风状, 然后桩机来回施打, 并使两端先打到要求深度, 再将中间部分的板桩顺次打入。这种屏风施工法可防止板桩的倾斜与转动, 对要求闭合的围护结构常用此法, 缺点是施工速度比单桩施工法慢且桩架较高。

### 3. 钢板桩的拔除

钢板桩拔出时的拔桩阻力由土对桩的吸附力与桩表面的摩擦阻力组成。拔桩方法有静力拔桩、振动拔桩和冲击拔桩三种。不论何种方法都是从克服拔桩阻力着眼。

钢板桩拔除的难易, 多数场合取决于打入时顺利与否, 如果在硬土或密实砂土中打入板桩, 则板桩拔除也很困难, 尤当一些板桩的咬口在打入时产生变形或垂直度很差, 在拔除时会碰到很大阻力。此外, 在开挖基坑时, 支撑不及时, 使板桩变形很大, 拔除也很困难。

1) 拔桩起点和顺序: 可根据沉桩时的情况确定拔桩起点, 必要时也可以用间隔拔的方法。拔桩的顺序最好与打桩时相反。

2) 拔桩过程中必须保持机械设备处于良好的工作状态。加强受力钢索的检查, 避免突然断裂。

3) 当钢板桩拔不出时, 可用振动锤或柴油锤再复打一次, 可克服土的粘着力或将板桩上的铁锈等消除, 以便顺利拔出。

4) 拔桩会带出土粒形成孔隙, 并使土层受到扰动, 特别在软土地层中, 会使基坑内已施工的结构或管道发生沉降, 并引起地面沉降而严重影响附近建筑和设备的安全, 对此必须采取有效措施, 对拔桩造成的土的孔隙要及时用中粗砂填实, 或用膨润土浆液填充, 当控制土层位移有较高要求时必须采取在拔桩时跟踪注浆等填充法。

# 第5章 地下连续墙支护

## 5.1 概述

地下连续墙的施工工艺是利用特制的成槽机械在泥浆（又称稳定液，如膨润土泥浆）护壁的情况下进行开挖，形成一定槽段长度的沟槽；再将在地面上制作好的钢筋笼放入槽段内。采用导管法进行水下混凝土浇筑，完成一个单元的墙段，各墙段之间的特定的接头方式（如用接头管或接头箱做成的接头）相互联结，形成一道连续的地下钢筋混凝土墙。图 5-1 为地下连续墙施工程序示意图。地下连续墙围护呈封闭状，则在基坑开挖后，加上支撑或锚杆系统，就可挡土和止水，便利了深基础的施工。如将地下连续墙作为建筑的承重结构则经济效益更好。

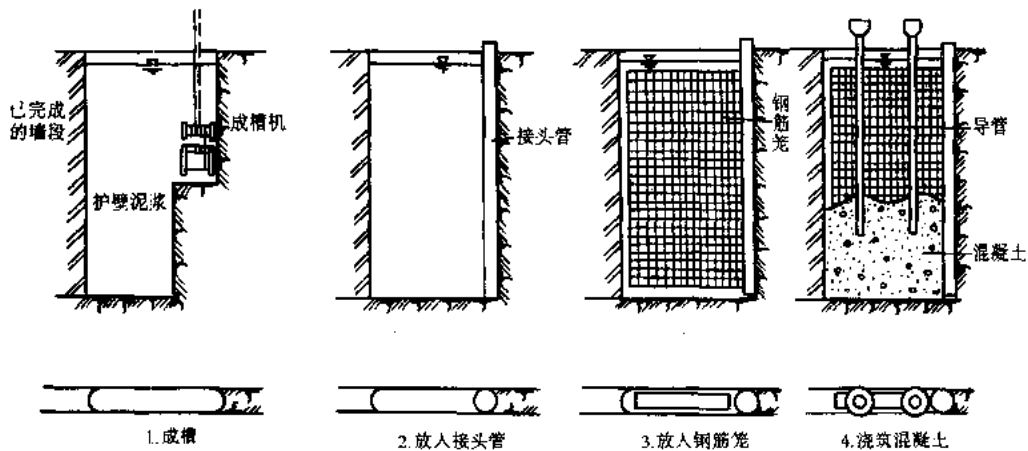


图 5-1 地下连续墙施工程序示意图

1950 年首先在意大利米兰的水利工程大坝的防渗墙，采用泥浆护壁进行地下连续墙施工（称米兰法）。70 年代开始，我国在水利、港工和建筑工程中逐渐开始应用。近十多年来，我国在地下连续墙的施工设备、工程应用和理论研究上都获得了很大的成就。

地下连续墙工艺具有如下优点：

- 1) 墙体刚度大、整体性好，因而结构和地基变形都较小，既可用于超深围护结构，也可用于立体结构；
- 2) 适用各种地质条件。对砂卵石地层或要求进入风化岩层时，钢板桩就难以施工，但却可采用合适的成槽机械施工的地下连续墙结构；
- 3) 可减少工程施工时对环境的影响。施工时振动少，噪声低；对周围相邻的工程结构和地下管线的影响较小，对沉降及变位较易控制；



4) 可进行逆筑法施工, 有利于加快施工进度, 降低造价。

但是, 地下连续墙施工法也有不足之处, 这主要表现在:

1) 对废泥浆处理, 不但会增加工程费用, 如泥水分离技术不完善或处理不当, 会造成新的环境污染;

2) 槽壁坍塌问题。如地下水位急剧上升, 护壁泥浆液面急剧下降, 土层中有软弱疏松的砂性夹层, 泥浆的性质不当或已变质, 施工管理不善等均可能引起槽壁坍塌, 引起邻近地面沉降, 危害邻近工程结构和地下管线的安全。同时也可能使墙体混凝土体积超方, 墙面粗糙和结构尺寸超出允许界限;

3) 地下连续墙如用作施工期间的临时挡土结构, 则造价可能较高, 不够经济。

地下连续墙围护比排桩与深层搅拌桩围护的造价要高, 要根据基坑开挖深度、土质情况和周围环境情况, 并经技术经济比较认为经济合理, 才可采用。一般来说, 当在软土层中基坑开挖深度大于 10m, 周围相邻建筑或地下管线对沉降与位移要求较高, 或用作主体结构的一部分, 或采用逆筑法施工时, 可采用地下连续墙。

## 5.2 地下连续墙的静力计算

在第 4 章中已介绍了排桩支护的一般计算方法, 包括悬臂式排桩支护、单支点排桩支护、多支点排桩支护的各种计算方法以及杆系有限元法, 这些方法也适用于地下连续墙的静力计算。这里再介绍几种方法, 它们是假定支撑轴力、墙体弯矩不变化的山肩邦男法和弹性法, 以及考虑上与结构相互作用的有限元法。

### 5.2.1 山肩邦男法

支撑轴力、墙体弯矩不变化的计算方法, 是以某些实测现象为依据的, 如:

- 1) 下道支撑设置以后, 上道支撑的轴力几乎不发生变化, 或者稍微发生变化;
- 2) 下道支撑点以上的墙体变位, 大部分是在下道支撑设置前产生的 (见图 5-2);

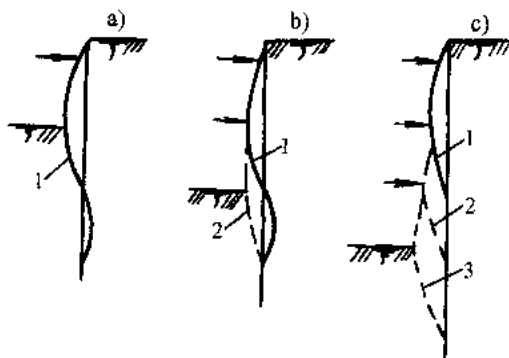


图 5-2 开挖过程中, 支撑设置与墙体变位的关系图

a)、b)、c) 为开挖程序

1—第一次开挖后墙体变位 2、3—均为第二次、第三次开挖后墙体变位

3) 下道支撑点以上部分的墙体弯矩, 其大部分数值也是下道支撑设置前残留下来的。

根据这些实测现象, 山肩邦男提出了支撑轴力、墙体弯矩不随开挖过程变化的计算方法, 其基本假定为 (见图 5-3):

1) 在粘性土层中, 墙体作为无限长的弹性体;

2) 墙背土压力在开挖面以上取为三角形, 在开挖面以下取为矩形 (已抵消开挖面一侧的静止土压力);

3) 开挖面以下土的横向抵抗反力分为两个区域, 达到被动土压力的塑性区, 高度为  $l$ , 以及反力与墙体变形成直线关系的弹性区;

4) 支撑设置后, 即作为不动支点;

5) 下道支撑设置后, 认为上道支撑的轴力值保持不变, 而且下道支撑点以上的墙体仍然保持原来的位置。

这样, 就可把整个横剖面图分成三个区间, 即第  $k$  道支撑到开挖面的区间、开挖面以下的塑性区间及弹性区间, 建立弹性微分方程式。根据边界条件及连续条件即可导出第  $k$  道支撑轴力  $N_k$  的计算公式及其变位和内力公式, 由于公式中包含未知数的五次函数, 因此运算较繁复。

以上即为山肩邦男法精确解的概念。为了简化计算, 山肩邦男通过研究后揭出了近似解法, 其基本假定为 (见图 5-4):

1) 在粘土地层中, 墙体作为底端自由的有限长弹性体;

2) 同精确解;

3) 开挖面以下土的横向抵抗反力取为被动土压力, 其中  $(\xi x + \zeta)$  为被动土压力减去静止土压力 ( $\eta_s$ ) 后的数值;

4)、5) 同精确解;

6) 开挖面以下墙体变矩  $M=0$  的那点, 假想为一个铰, 而且忽略此铰以下的墙体对上面墙体的剪力传递。

近似解法只需应用两个静力平衡方程式:

$$\sum Y=0$$

$$\sum M_A=0$$

由  $\sum Y=0$ , 得

$$N_k = \frac{1}{2} \eta h_{ok}^2 + \eta h_{ok} x_m - \sum_1^{k-1} N_i - \zeta x_m - \frac{1}{2} \xi x_m^2 \quad (5-1)$$

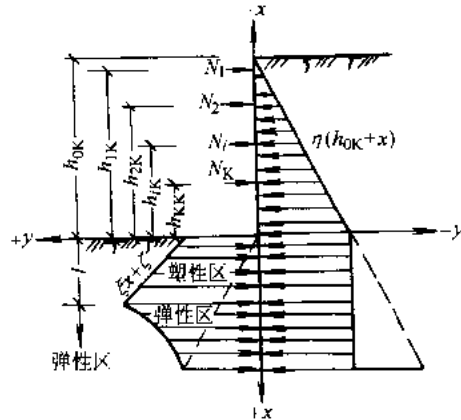


图 5-3 山肩邦男法精确解计算简图

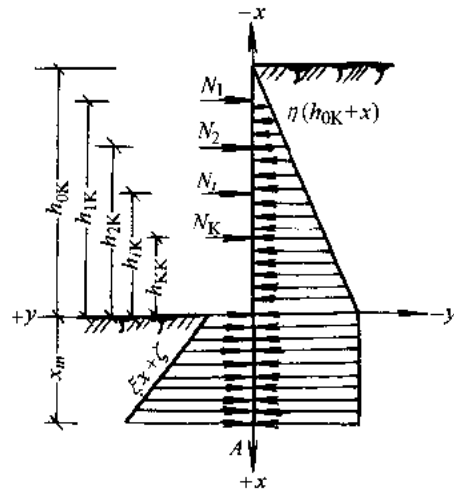


图 5-4 山肩邦男法近似解计算简图

利用 $\Sigma M_A=0$ ，以及式(5-1)，经化简后得：

$$\frac{1}{3}\xi x_m^3 - \frac{1}{2}(\eta h_{ok} - \zeta - \xi_{kk})x_m^2 - (\eta h_{ok} - \zeta)h_{kk} \cdot x_m - \left[ \sum_1^{k-1} N_i h_{ik} - h_{kk} \sum_1^{k-1} N_i + \frac{1}{2}\eta h_{ok}^2 (h_{kk} - \frac{1}{3}h_{ok}) \right] = 0 \quad (5-2)$$

近似解法的计算步骤如下：

1) 在第一阶段开挖后，式(5-1)、式(5-2)的下标 $k=1$ ，而且 $N_i$ 取为零，从式(5-2)中求出 $x_m$ ，然后代入式(5-1)求出 $N_1$ ；

2) 在第二阶段开挖后，式(5-1)、式(5-2)的下标 $k=2$ ，而且 $N_i$ 只有一个 $N_1$ 是已知值。从式(5-2)求出 $x_m$ ，然后代入式(5-1)求出 $N_2$ ；

3) 在第三阶段开挖后， $k=3$ ， $N_i$ 有2个，即 $N_1$ 、 $N_2$ 作为已知值，由式(5-2)求得 $x_m$ ，然后代入式(5-1)求出 $N_3$ 。

以此类推，求得各道支撑轴力后，墙体内力不难求出。

根据计算结果的对比，认为支撑轴力的近似解一般稍大于精确解，是偏于安全的。墙体弯矩的近似解除负弯矩部分以外，与精确解的形状是类似的，而且最大弯矩值比精确解仅大10%多些，也是偏于安全的。

这里再介绍一种方法，基本假定与山肩邦男法相同，但墙后的水、土压力不一样，开挖面以下的水压力认为衰减到零。被动侧的土抗力认为达到被动土压力，为区别于山肩邦男法已减去静止土压力部分，以 $(wx+v)$ 代替 $(\xi x + \zeta)$ ，见图5-5。

根据静力平衡条件，可推导出计算 $N_k$ 及 $x_m$ 的公式：

$$\Sigma Y=0 \quad - \sum_1^{k-1} N_i - N_k - vx_m - \frac{1}{2}wx_m^2 + \frac{1}{2}\eta h_{ok}^2 + \eta h_{ok}x_m - \frac{1}{2}(\beta h_{ok} - \alpha x_m)x_m = 0$$

式中  $\beta = \eta - \alpha$

$$\therefore N_k = \eta h_{ok}x_m + \frac{1}{2}\eta h_{ok}^2 - \frac{1}{2}wx_m^2 - vx_m - \sum_1^{k-1} N_i - \frac{1}{2}\beta h_{ok}x_m + \frac{1}{2}\alpha x_m^2 \quad (5-3)$$

$$\Sigma M_A=0 \quad \sum_1^{k-1} N_i (h_{ik} + x_m) + N_k (h_{kk} + x_m) + \frac{1}{2}vx_m^2 + \frac{1}{6}wx_m^3 - \frac{1}{2}\eta h_{ok}^2 \left( \frac{h_{ok}}{3} + x_m \right) - \eta h_{ok}x_m \cdot \frac{x}{2} + \frac{1}{2}(\beta h_{ok} - \alpha x_m) \cdot \frac{x_m^2}{3} = 0$$

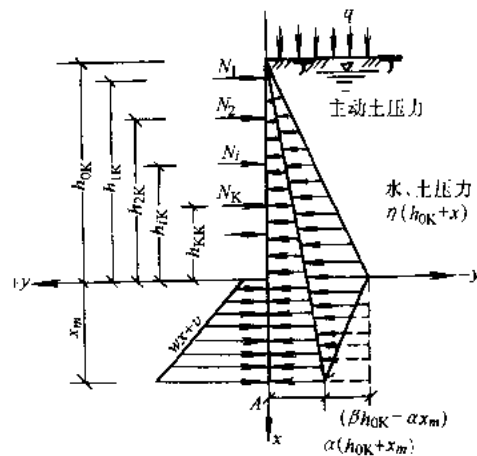


图5-5 山肩邦男法近似解法的另一种计算简图

将式 (5-3) 代入并整理后得

$$\frac{1}{3}(w-\alpha)x_m^3 - \left(\frac{1}{2}\eta h_{ok} - \frac{1}{2}v - \frac{1}{2}wh_{kk} + \frac{1}{2}xh_{kk} - \frac{1}{3}\beta h_{ok}\right)x_m^2 - (\eta h_{ok} - v - \frac{1}{2}\beta h_{ok})h_{kk}x_m - \left[\sum_1^{k-1} N_i h_{ik} - h_{kk} \sum_1^{k-1} N_i + \frac{1}{2}\eta h_{ok}^2 (h_{kk} - \frac{h_{ok}}{3})\right] = 0 \quad (5-4)$$

实例：如图 5-5 所示，已知粘土的物理力学指标为： $\gamma=18\text{kN/m}^3$ ， $\phi=14^\circ$ ， $c=7\text{kN/m}^2$ 。地面超载  $q=18\text{kN/m}^2$ ，地下水位离地面 1m。开挖深度 18m，采用地下连续墙，并设四道支撑，试求支撑轴力及墙体弯矩。

解：利用朗金土压力理论计算土压力，并按地下水位计算水压力。沿墙体长度方向取 1m 计算。

墙背主动土压力及水压力：

$$\begin{aligned} \text{深度 } z=0 \text{ 处: } \quad p_a &= (q + \gamma h) \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2}) - 2c \tan(45^\circ - \frac{\phi}{2}) \\ &= 18 \tan^2(45^\circ - \frac{14^\circ}{2}) - 2 \times 7 \tan(45^\circ - \frac{14^\circ}{2}) \\ &= (18 \times 0.61 - 2 \times 7 \times 0.78) \text{kN/m}^2 \\ &= 0.06 \text{kN/m}^2, \text{ 取为 } 0. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} z=1\text{m 处: } \quad p_a &= (18 + 18 \times 1) \tan^2(45^\circ - \frac{14^\circ}{2}) - 2 \times 7 \times \tan(45^\circ - \frac{14^\circ}{2}) \\ &= (36 \times 0.61 - 2 \times 7 \times 0.78) \text{kN/m}^2 = 11.04 \text{kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} z=2\text{m 处: } \quad p_a &= [(18 + 18 + 8 \times 1) \times 0.61 - 2 \times 7 \times 0.78] \text{kN/m}^2 = 15.92 \text{kN/m}^2 \\ p_w &= 10 \times 1 \text{kN/m}^2 = 10 \text{kN/m}^2 \\ p &= p_a + p_w = (15.92 + 10) \text{kN/m}^2 = 25.92 \text{kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$z=6\text{m 处: } \quad p_a = (18 + 18 + 8 \times 5) \tan^2(45^\circ - \frac{14^\circ}{2}) - 2 \times 7 \times \tan(45^\circ - \frac{14^\circ}{2})$$

$$= (76 \times 0.61 - 2 \times 7 \times 0.78) \text{kN/m}^2 = 35.4 \text{kN/m}^2$$

$$p_w = 10 \times 5 \text{kN/m}^2 = 50 \text{kN/m}^2$$

$$p_a + p_w = (35.4 + 50) \text{kN/m}^2 = 85.4 \text{kN/m}^2$$

$$\eta = \frac{85.4}{6} = 14.2$$

$$\alpha = \frac{35.4}{6} = 5.9$$

$$\beta = \eta - \alpha = 14.2 - 5.9 = 8.3$$

计算墙前被动土压力：

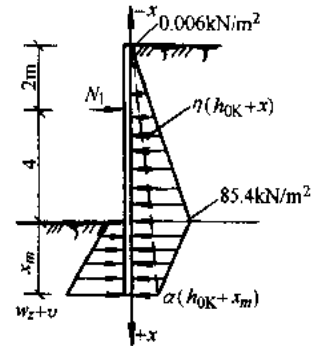


图 5-6 第一阶段开挖计算简图

$$\begin{aligned}
 p_p &= \gamma \times x \times \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2}) + 2c \tan(45^\circ + \frac{\phi}{2}) \\
 &= 18 \cdot x \tan^2(45^\circ + \frac{14^\circ}{2}) + 2 \times 7 \times \tan(45^\circ + \frac{14^\circ}{2}) \\
 &= 29.5x + 17.9
 \end{aligned}$$

则  $w=29.5$ ,  $v=17.9$

第一阶段开挖, 深度 6m, 单支撑, 见图 5-6, 支撑数  $k=1$ ,  $h_{ok}=6\text{m}$ ,  $h_{kk}=h_{jk}=4\text{m}$ ,  $N_k=N_1$ , 应用式 (5-4) 求  $x_m$ :

$$\begin{aligned}
 &\frac{1}{3}(29.5 - 5.9)x_m^3 - (\frac{1}{2} \times 14.2 \times 6 - \frac{1}{2} \times 17.9 - \frac{1}{2} \times 29.5 \times 4 - \frac{1}{3} \times 8.3 \times 6)x_m^2 \\
 &- (14.2 \times 6 - 17.9 - \frac{1}{2} \times 8.3 \times 6) \times 4x_m - [\frac{1}{2} \times 14.2 \times 6^2 \times (4 - \frac{6}{3})] = 0
 \end{aligned}$$

$$x_m^3 + 5.33x_m^2 - 21.55x_m - 64.96 = 0$$

求解方程得  $x_m=4.1\text{m}$

应用式 (5-3) 求支撑轴力  $N_1$ :

$$\begin{aligned}
 N_1 &= \left[ 14.2 \times 6 \times 4.1 + \frac{1}{2} \times 14.2 \times 6^2 - \frac{1}{2} \times 29.5 \times 4.1^2 - 17.9 \times 4.1 - \right. \\
 &\quad \left. \frac{1}{2} \times 8.3 \times 6 \cdot 4.1 + \frac{1}{2} \times 5.9 \times 4.1^2 \right] \text{kN} = 231.1 \text{kN}
 \end{aligned}$$

墙体弯矩:

$$M_1 = \frac{2 \times 25.9}{2} \times \frac{2}{3} \text{kN} \cdot \text{m} = 17.27 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = (85.4 \times \frac{6}{2} \times \frac{6}{3} - 231.1 \times 4) \text{kN} \cdot \text{m} = -412.0 \text{kN} \cdot \text{m}$$

第二阶段开挖, 开挖深度 10m, 设两道支撑, 如图 5-8 所示。已知  $k=2$ ,  $N_1=N_2=231.1\text{kN}$ ,  $h_{ok}=10\text{m}$ ,  $h_{1k}=8\text{m}$ ,  $h_{2k}=h_{2k}=4\text{m}$ ,  $N_k=N_2$ 。  $w$ 、 $v$ 、 $\eta$ 、 $\alpha$ 、 $\beta$  均同上。

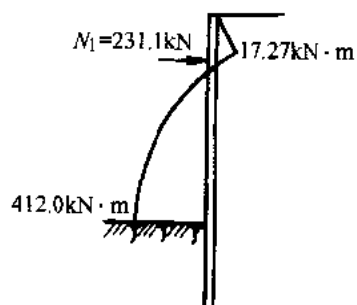


图 5-7 第一阶段开挖的  $N_1$ 、 $M_1$ 、 $M_2$

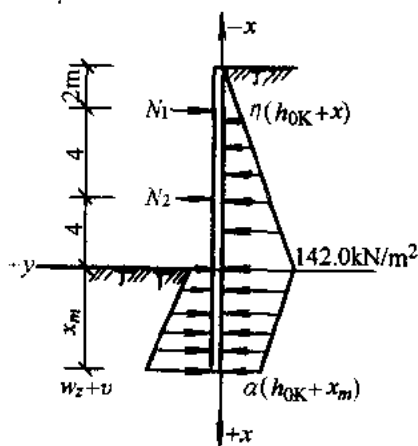


图 5-8 第二阶段开挖计算简图

利用式 (5-4) 求  $x_m$ :

$$\frac{1}{3}(29.5 - 5.9)x_m^3 - \left(\frac{1}{2} \times 14.2 \times 10 - \frac{1}{2} \times 17.9 - \frac{1}{2} \times 29.5 \times 4 + \frac{1}{2} \times 5.9 \times 4 - \frac{1}{3} \times 8.3 \times 10\right)x_m^2 - (14.2 \times 10 - 17.9 - \frac{1}{2} \times 8.3 \times 10) \times 4x_m - \left[231.1 \times 8 - 4 \times 231.1 + \frac{1}{2} \times 14.2 \times 10^2 \left(4 - \frac{10}{3}\right)\right] = 0$$

$$7.87x_m^3 + 12.82x_m^2 - 330.4x_m - 1397.73 = 0$$

得  $x_m = 7.35\text{m}$

利用式 (5-3) 求  $N_2$ :

$$N_2 = (14.2 \times 10 \times 7.35 + \frac{1}{2} \times 14.2 \times 10^2 - \frac{1}{2} \times 29.5 \times 7.35^2 - 17.9 \times 7.35 - 231.1 - \frac{1}{2} \times 8.3 \times 10 \times 7.35 + \frac{1}{2} \times 5.9 \times 7.35^2) \text{kN} = 448.5 \text{kN}$$

$$\text{弯矩 } M_3 = (14.2 \times \frac{10}{2} \times \frac{10}{3} - 231.1 \times 8 - 448.5 \times 4) \text{kN} \cdot \text{m} = -1276.1 \text{kN} \cdot \text{m}$$

同理继续计算, 可得四道支撑的轴力及墙体的弯矩 (图 5-10)。

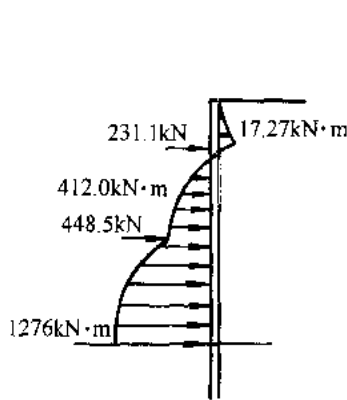


图 5-9 第三阶段开挖时支撑轴  
力及弯矩

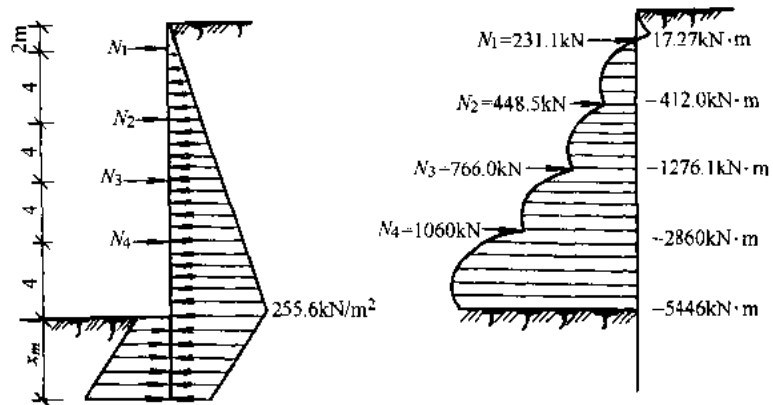


图 5-10 四道支撑计算简图及  $N$ 、 $M$  图

### 5.2.2 弹性法

《日本建筑基础结构设计规范》中的弹性法, 其计算图式如图 5-11 所示。墙体作为无限长的弹性体, 用微分方程求解。主动侧的土压力为已知, 但入土面 (开挖底面) 以下只有被动侧的土抗力, 土抗力数值与墙体变位成正比, 此法的其他假定均与山肩邦男法相同。

同济大学曾将此法进行局部修改, 其不同的是考虑了入土面以下主动侧的水、土压力, 如图 5-12 所示基本假定是:

- 1) 墙体作为无限长的弹性体;
- 2) 已知水、土压力, 并假定为三角形分布;
- 3) 开挖面以下作用在墙体的土抗力, 假定与墙体的变位成正比例;

- 4) 支撑（楼板）设置后，即把支撑支点作为不动点；  
 5) 下道支撑设置以后，认为上道支撑的轴力保持不变，其上部的墙体也保持以前的变位。

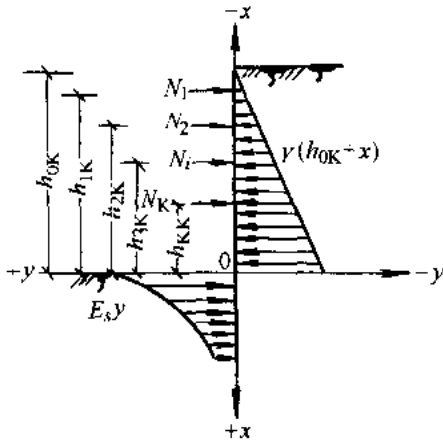


图 5-11 日本弹性法计算简图

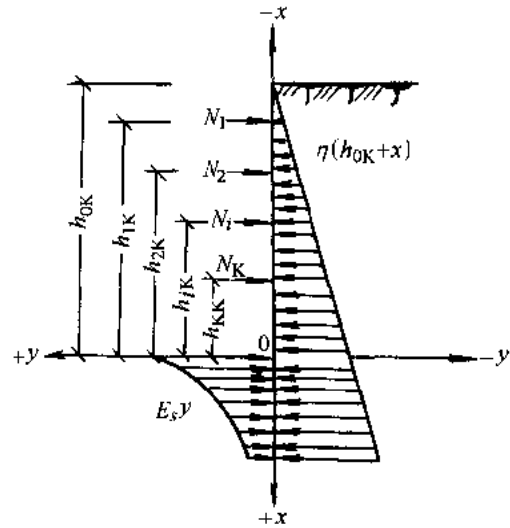


图 5-12 修改后的弹性法计算简图

符号规定：

- $y$ ——墙体变位 (m)；  
 $K_h$ ——地基上的水平向基床系数 ( $\text{kN/m}^3$ )；  
 $E_s = K_h \cdot B$ ——地层横向弹性模量 ( $\text{kN/m}^2$ )；  
 $E$ ——墙体的弹性模量 ( $\text{kN/m}^2$ )；  
 $I$ ——墙体水平方向每延米的截面惯矩 ( $\text{m}^4$ )；  
 $B$ ——墙体水平方向长度，一般取为 1m；  
 $\eta$ ——水、土压力斜率。

首先建立弹性曲线方程：

- 1) 在第  $k$  道支撑到开挖面的区间 ( $-h_{kk} \leq x \leq 0$ )

$$\begin{aligned}
 M &= \frac{1}{2} \eta (h_{ok} + x)(h_{ok} + x) \times \frac{1}{3} (h_{ok} + x) - \sum_1^k N_i (h_{ik} + x) \\
 &= \frac{1}{6} \eta (h_{ok} + x)^3 - \sum_1^k N_i (h_{ik} + x) \\
 \frac{d^2 y_1}{dx^2} &= \frac{M}{EI} = \frac{1}{6} \eta (h_{ok} + x)^3 - \sum_1^k N_i (h_{ik} + x) \quad (5-5)
 \end{aligned}$$

积分得

$$\frac{dy_1}{dx} = \frac{\eta}{24EI} (h_{ok} + x)^4 - \sum_1^k \frac{N_i}{2EI} (h_{ik} + x)^2 + c_1 \quad (5-6)$$

$$y_1 = \frac{\eta}{120EI} (h_{ok} + x)^5 - \frac{1}{EI} \sum_1^k \frac{1}{6N_i} (h_{ik} + x)^3 + c_1 x + c_2 \quad (5-7)$$

$$EI \frac{d^3 y_1}{dx^3} = \frac{1}{2} \eta (h_{ok} + x)^2 - \sum_1^k N_i \quad (5-8)$$

2) 在开挖面以下的弹性区间 ( $x \geq 0$ )

$$EI \frac{d^4 y_2}{dx^4} = q$$

$$EI \frac{d^4 y_2}{dx^4} = \eta (h_{ok} + x) - E_s y_2$$

$$EI \frac{d^4 y_2}{dx^4} + E_s y_2 = \eta (h_{ok} + x) \quad (5-9)$$

根据边界条件:  $x = \infty$  时,  $EI y_2'' = 0$ ,  $EI y_2''' = 0$ , 齐次方程的通解为

$$y_{2,1} = He^{\beta x} \cos \beta x + We^{\beta x} \sin \beta x + Ae^{-\beta x} \cos \beta x + Fe^{-\beta x} \sin \beta x$$

非齐次方程的特解:

令  $y_{2,2} = Px + R$  [代入方程(5-9)]

得

$$E_s (Px + R) = \eta (h_{ok} + x)$$

$$E_s Px + E_s R = \eta h_{ok} + \eta x$$

$$\because E_s P = \eta \text{ 及 } E_s R = \eta h_{ok}$$

$$\therefore P = \frac{\eta}{E_s} \text{ 及 } R = \frac{\eta h_{ok}}{E_s}$$

$$y_{2,2} = Px + R = \frac{\eta}{E_s} x + \frac{\eta h_{ok}}{E_s} = \frac{\eta}{E_s} (h_{ok} + x)$$

$\because$  当  $x = \infty$  时,  $e^{\beta x}$ 、 $\cos \beta x$ 、 $\sin \beta x$  不可能为零, 而  $H$  和  $W = 0$ 。

$\therefore$  非齐次方程的通解为

$$y_2 = e^{-\beta x} (A \cos \beta x + F \sin \beta x) + \frac{\eta}{E_s} (h_{ok} + x) \quad (5-10)$$

式中  $\beta = \sqrt[4]{\frac{E_s}{4EI}}$

则

$$\frac{dy_2}{dx} = -\beta e^{-\beta x} [(A - F) \cos \beta x + (A + F) \sin \beta x] + \frac{\eta}{E_s} \quad (5-11)$$

$$\frac{d^2 y_2}{dx^2} = -2\beta^2 e^{-\beta x} (F \cos \beta x - A \sin \beta x) \quad (5-12)$$

$$\frac{d^3 y_2}{dx^3} = 2\beta^3 e^{-\beta x} [(A + F) \cos \beta x - (A - F) \sin \beta x] \quad (5-13)$$



根据连续条件求解方程中的待定系数:

连续条件  $x=0$  处,  $y_1=y_2$ ,  $y'_1=y'_2$

$$y_1|_{x=0} = \frac{\eta}{120EI} h_{ok}^5 - \sum_1^k \frac{N_i}{6EI} h_{ik}^3 + C_2$$

$$y_2|_{x=0} = A + \frac{\eta}{E_s} h_{ok}$$

使  $y_1|_{x=0} = y_2|_{x=0}$

即 
$$\frac{\eta}{120EI} h_{ok}^5 - \sum_1^k \frac{N_i}{6EI} h_{ik}^3 + c_2 = A + \frac{\eta}{E_s} h_{ok} \quad (5-14)$$

$$y'_1|_{x=0} = \frac{\eta}{24EI} h_{ok}^4 - \sum_1^k \frac{N_i}{2EI} h_{ik}^2 + C_1$$

$$y'_2|_{x=0} = -\beta(A - F) + \frac{\eta}{E_s}$$

使  $y'_1|_{x=0} = y'_2|_{x=0}$

即 
$$\frac{\eta}{24EI} h_{ok}^4 - \sum_1^k \frac{N_i}{2EI} h_{ik}^2 + c_1 = -\beta(A - F) + \frac{\eta}{E_s} \quad (5-15)$$

$x=0$  处的内力

弯矩

$$M_0 = \frac{\eta}{6} h_{ok}^3 - \sum_1^k N_i h_{ik}$$

由式 (5-12)  $M_0 = -2\beta^2 F \cdot EI$

$$F = -\frac{M_0}{2\beta^2 EI} \quad (5-16)$$

剪力

由式 (5-8)  $Q_0 = \frac{1}{6} \eta h_{ok}^2 - \sum_1^k N_i$

由式 (5-13)  $Q_0 = 2\beta^3 (A + F) EI$

$$A = -\frac{Q_0}{2\beta^3 EI} - F \quad (5-17)$$

将式 (5-16) 代入式 (5-15), 得

$$A = \frac{Q_0}{2\beta^3 EI} - \left(-\frac{M_0}{2\beta^3 EI}\right) = \frac{1}{2\beta^3 EI} (Q_0 + \beta M_0) \quad (5-18)$$

将  $A$  值代入式 (5-14)

$$C_2 = \frac{1}{2\beta^3 EI} (Q_0 + \beta M_0) + \frac{\eta}{E_s} h_{ok} + \sum_1^k \frac{N_i}{6EI} h_{ik}^3 - \frac{\eta}{120EI} h_{ok}^5 \quad (5-19)$$

将式 (5-16)、式 (5-18) 代入式 (5-15)

$$C_1 = -\frac{1}{2\beta^3 EI} (Q_0 + 2\beta M_c) + \frac{\eta}{E_s} + \sum_1^k \frac{N_i}{2EI} h_{ik} - \frac{\eta}{24EI} h_{ok}^4 \quad (5-20)$$

墙体变位与内力的最终形式:

(1) 在  $(-h_{kk} \leq x \leq 0)$  区间

$$y_1 = N_k A_1 + A_2 + A_3 \quad (5-21)$$

$$N_k = \frac{1}{A_1} (y_1 - A_2 - A_3) \quad (5-22)$$

式中

$$A_1 = \frac{x}{2\beta^2 EI} - \frac{1}{6EI} (h_{kk} + x)^3 + \frac{x}{2EI} h_{kk}^2 + \frac{x}{\beta EI} h_{kk} + \frac{h_{kk}^3}{6EI} - \frac{1}{2\beta^3 EI} - \frac{h_{kk}}{2\beta^2 EI} \quad (5-23)$$

$$A_2 = \sum_1^{k-1} \frac{N_i}{2EI} h_{ik}^2 x - \sum_1^{k-1} \frac{N_i}{6EI} (h_{ik} + x)^3 + \frac{1}{2\beta^2 EI} \sum_1^{k-1} N_i x + \frac{1}{\beta EI} \sum_1^{k-1} N_i h_{ik} x + \sum_1^{k-1} N_i \frac{h_{ik}^3}{6EI} - \frac{1}{2\beta^3 EI} \sum_1^{k-1} N_i - \frac{1}{2\beta^2 EI} \sum_1^{k-1} N_i h_{ik} \quad (5-24)$$

$$A_3 = \frac{\eta}{120EI} (h_{ok} + x)^5 + \frac{\eta}{E_s} x - \frac{\eta}{24EI} h_{ok}^4 x - \frac{\eta h_{ok}^2}{4\beta^2 EI} x - \frac{\eta h_{ok}^3}{6\beta EI} + \frac{\eta}{E_s} h_{ok} - \frac{\eta}{120EI} h_{ok}^5 + \frac{\eta h_{ok}^2}{4\beta^3 EI} + \frac{\eta h_{ok}^3}{12\beta^2 EI} \quad (5-25)$$

$$M_x = \frac{\eta}{6} (h_{ok} + x)^3 - \sum_1^k N_i (h_{ik} + x) \quad (5-26)$$

$$Q_x = \frac{\eta}{2} (h_{ok} + x)^2 - \sum_1^k N_i \quad (5-27)$$

(2) 在  $(0 \leq x)$  区间:

$$y_2 = e^{-\beta x} (A \cos \beta x) + F \sin \beta x + \frac{\eta}{E_s} (h_{ok} + x) \quad (5-28)$$

$$M_x = -2EI\beta^2 e^{-\beta x} (F \cos \beta x - A \sin \beta x)$$

$$Q_x = 2EI\beta^3 e^{-\beta x} [(A + F) \cos \beta x - (A - F) \sin \beta x] \quad (5-29)$$

本法的计算步骤:

1) 第一阶段开挖时, 第一道支撑支点作为不动点, 即取  $\delta_1 = y_1 = 0$  (也可用结构力学原

理求出第一道支点的变位), 用式 (5-22) 求第一道支撑的轴力  $N_1$  以及用公式 (5-21) 求第二道支撑预定位置的变位  $\delta_2$ ;

2) 第二阶段开挖时, 把  $N_1$  及  $\delta_2$  作为定值, 用式 (5-22) 求第二道支撑的轴力  $N_2$ , 以及用式 (5-21) 求第三道支撑预定位置的变位  $\delta_3$ ;

3) 第三次开挖时, 把  $N_1$ 、 $N_2$  及  $\delta_3$  作为定值, 用式 (5-22) 求第三道支撑的轴力  $N_3$ , 以及用式 (5-21) 求第四道支撑预定位置的变位  $\delta_4$ 。

4) 同上计算可计算开挖到基底时墙体的内力和支撑轴力。

实例: 土层条件:  $\gamma = 18\text{kN/m}^3$ ,  $\phi = 14^\circ$ ,  $c = 7\text{kN/m}^2$ ,  $k_h = 20000\text{kN/m}^3$ ,  $E_s = k_h \times l = 20000\text{kN/m}^2$ 。采用地下连续墙, 墙厚 80cm, 混凝土为 C25。开挖深度、支撑数目及间距同前实例。

解:

$$I = \frac{1}{12} \times 0.8^3 \text{m}^4 = 0.0427 \text{m}^4$$

$$E = 2.85 \times 10^7 \text{kN/m}^2$$

$$\frac{EI}{E_s} = \frac{2.85 \times 10^7 \times 0.0427}{20000} \text{m}^4 = 61 \text{m}^4$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{E_s}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{20000}{4 \times 2.85 \times 10^7 \times 0.0427}} = 0.253$$

$$\beta^2 = 0.064, \beta^3 = 0.0162$$

水、土压力计算同前实例,  $\eta = 14.2$ 。

第一阶段开挖, 设一道支撑

$N_1 = 0$ ,  $h_{ik} = 0$ ,  $h_{kk} = h_{ik} = 4\text{m}$ ,  $h_{ok} = 6\text{m}$ ,  $N_k = N_1$ 。

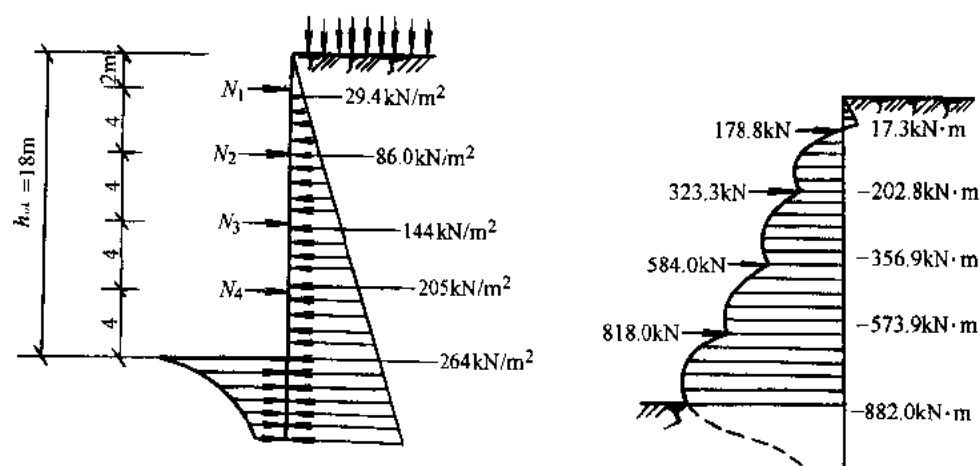


图 5-13 弹性法计算实例

令  $\delta_1 = 0$ , 即  $y_1|_{x=4} = 0$ , 从式 (5-24) 可知,  $A_2 = 0$ 。利用式 (5-23), 将  $x=4$  代入, 求

得  $A_1$ :

$$A_1 = \frac{1}{EI} \left[ \frac{-4}{2 \cdot 0.064} - \frac{1}{6} \times (4-4)^3 + \frac{-4}{2} \times 4^2 + \frac{-4}{0.253} \times 4 + \frac{4^3}{6} - \frac{1}{2 \times 0.0162} - \frac{4}{2 \times 0.064} \right] = -\frac{178}{EI}$$

利用式 (5-25) 求  $A_3$ :

$$A_3 = \frac{14.2}{EI} \left[ \frac{(6-4)^5}{120} - 61 \times 4 + \frac{1}{24} \times 6^4 \times 4 + \frac{6^2 \times 4}{4 \times 0.064} + \frac{6^3 \times 4}{6 \times 0.253} + 61 \times 6 - \frac{6^5}{120} + \frac{6^2}{4 \times 0.0162} + \frac{6^3}{12 \times 0.064} \right] = \frac{14.2}{EI} \times 2241.9 = \frac{31834.98}{EI}$$

利用式 (5-22) 求  $N_1$ :

$$N_1 = -\frac{A_3}{A_1} = \frac{31834.98}{178} \text{ kN} = 178.8 \text{ kN}$$

利用式 (5-21) 求第二道支撑预定位置的变位  $\delta_2$  (此时以  $x=0$  代入公式):

$$A_1 = \frac{1}{EI} \left[ \frac{-64}{6} + \frac{64}{6} - \frac{1}{2 \times 0.0162} - \frac{4}{2 \times 0.064} \right] = -\frac{62.1}{EI}$$

$$A_2 = 0$$

$$A_3 = \frac{14.2}{EI} \left[ \frac{6^5}{120} + 61 \times 6 - \frac{6^5}{120} + \frac{6^2}{4 \times 0.0162} + \frac{6^3}{12 \times 0.064} \right] = \frac{14.2}{EI} \times 1202.81 = \frac{17079.9}{EI}$$

$$\begin{aligned} \therefore \delta_2 &= y_1 = N_k A_1 + A_2 + A_3 \\ &= 178.8 \times \left( -\frac{62.1}{EI} \right) + \frac{17079.9}{EI} = \frac{5976.42}{EI} = 0.00491 \text{ m} \end{aligned}$$

$$M_1 = \frac{1}{2} \times 2 \times 25.9 \times \frac{2}{3} \text{ kN} \cdot \text{m} = 17.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = \left( \frac{1}{2} \times 6 \times 85.4 \times \frac{6}{3} - 178.8 \times 4 \right) \text{ kN} \cdot \text{m} = -202.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

第二阶段开挖:

已知:  $N_1 = 178.8 \text{ kN}$ ,  $\delta_2 = \frac{5976.42}{EI}$ ,  $h_{ok} = 10 \text{ m}$ ,  $h_{1k} = 8 \text{ m}$ ,  $h_{kk} = h_{2k} = 4 \text{ m}$ ,  $k = 2$ 。求  $N_k = N_2$ ,

$\delta_3$ ,  $M_3$ 。

利用式 (5-22) 求  $N_2$  (以  $x=-4$  代入各式, 因  $\delta_2$  在  $x=-4 \text{ m}$  处):

$$A_1 = -\frac{178}{EI}$$

$$A_2 = \frac{1}{EI} \left[ \frac{178.8 \times 8^2 \times (-4)}{2} - \frac{178.8}{6} (8-4)^3 + \frac{178.8 \times (-4)}{2 \times 0.064} + \frac{178.8 \times 8 \times (-4)}{0.253} + \frac{178.8 \times 8^3}{6} - \frac{178.8}{2 \times 0.0162} - \frac{178.8 \times 8}{2 \times 0.064} \right] = -\frac{54432}{EI}$$

$$A_3 = \frac{\eta}{EI} \left[ \frac{(10-4)^5}{120} + 61 \times (-4) - \frac{10^4 \times (-4)}{24} - \frac{10^2 \times (-4)}{4 \times 0.064} - \frac{10^3 \times (-4)}{6 \times 0.253} + 61 \times 10 - \frac{(10)^5}{120} + \frac{10^2}{4 \times 0.0162} + \frac{10^3}{12 \times 0.064} \right] = \frac{14.2 \times 8307}{EI} = \frac{117959.4}{EI}$$

$$\therefore N_k = N_2 = \frac{1}{A_1} (\delta_2 - A_2 - A_3) = -\frac{EI}{178} \left( \frac{5976.42}{EI} + \frac{54432}{EI} - \frac{117959.4}{EI} \right) = 323.3 \text{ kN}$$

用式 (5-21) 求第三道支撑预定位置的变位  $\delta_3$  (此时以  $x=0$  代入各式):

$$A_1 = -\frac{62.1}{EI}$$

$$A_2 = \frac{-N_1}{EI} \left( \frac{1}{2\beta^3} + \frac{h_{1k}}{2\beta^2} \right) = -\frac{178.8}{EI} \left( \frac{1}{2 \times 0.0162} + \frac{8}{2 \times 0.064} \right) = -\frac{16692.8}{EI}$$

$$A_3 = \frac{\eta}{EI} \left( \frac{EI}{E_s} h_{ok} + \frac{h_{ok}^2}{4\beta^3} + \frac{h_{ok}^3}{12\beta^2} \right) = \frac{14.2}{EI} \left( 61 \times 10 + \frac{10^2}{4 \times 0.0162} + \frac{10^3}{12 \times 0.064} \right) = \frac{49063.8}{EI}$$

$$\begin{aligned} \delta_3 = y &= N_k A_1 + A_2 - A_3 \\ &= 323.3 \times \left( -\frac{62.1}{EI} \right) - \frac{16692.8}{EI} + \frac{49063.8}{EI} = \frac{12294.07}{2.85 \times 10^7 \times 0.0427} \text{ m} = 0.0101 \text{ m} \end{aligned}$$

同前,  $M_1 = 17.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$M_2 = -202.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_3 = \left( \frac{1}{2} \times 10 \times 142.0 \times \frac{1}{3} \times 10 - 178.8 \times 8 - 323.3 \times 4 \right) \text{ kN} \cdot \text{m} = -356.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

同理继续计算可得第三阶段开挖时:

$$N_3 = 584.0 \text{ kN}$$

$$\delta_4 = 0.0158 \text{ m}$$

$$M_4 = -573.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

第四阶段开挖时:

$$N_4 = 818.0 \text{ kN}$$

$$\delta_5 = 0.0197 \text{ m}$$

$$M_5 = -882.0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

### 5.2.3 支撑轴力、墙体内力随工程进展而变化的计算方法

这类方法考虑各道支撑轴力及墙体内力均随开挖和支撑工程的进展而不断变化。例如《日本建筑结构基础设计规范》中的弹塑性法就属此类计算方法，图 5-14 为塑性法的计算图式。该法的基本点是：

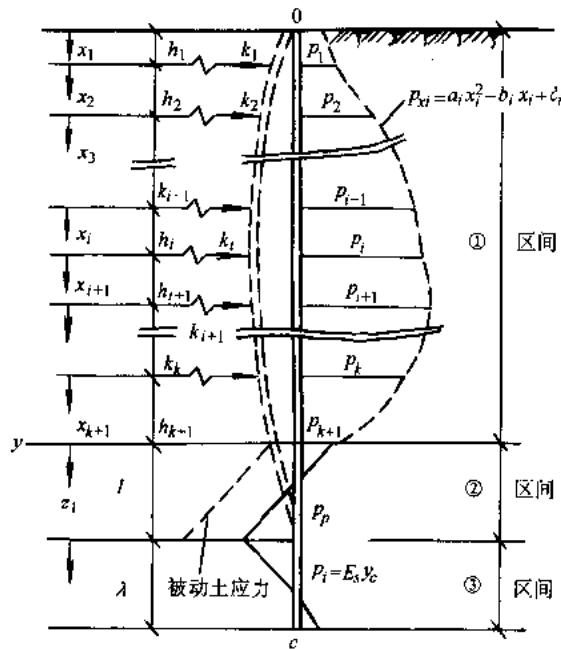


图 5-14 弹塑性法计算图式

- (1) 考虑支撑的弹性变位，支撑以弹簧代替；
- (2) 主动侧的土压力可采用实测资料，并假设为坐标的二次函数；
- (3) 入土部分为已达到朗金被动土压力的塑性区及土抗力与墙体变位成正比的弹性区；

(4) 墙体作为有限长梁，前端支撑可以是自由、铰结或固定的。

变位的符号规定为：

① 区间： $y_i = \delta_i + g_i$

式中  $y_i$ ——支撑在  $i$  点之变位；

$\delta_i$ ——支撑在  $i$  点安装前之变位；

$g_i$ ——支撑在  $i$  点安装后之变位。

② 区间: 变位为  $y_p$

③ 区间: 变位为  $y_c$

弹性曲线方程的建立:

① 区间:

$$EI \frac{d^4 y_i}{dx_i^4} = a_i x_i^2 + b_i x_i + c_i \quad (5-30)$$

$$\therefore y_i = \frac{1}{EI} \left( \frac{a_i x_i^9}{360} + \frac{b_i x_i^5}{120} + \frac{c_i x_i^4}{24} + \frac{A_i x_i^3}{6} + \frac{B_i x_i^2}{2} + C_i x_i + D_i \right) \quad (5-31)$$

其中,  $0 \leq x_i \leq h_i$ ,  $i=1 \sim (K+1)$ ,  $K$ =支撑数; 未知量为  $A_i$ 、 $B_i$ 、 $C_i$ 、 $D_i$  共  $4(K+1)$  个。

② 区间: 开挖面以下被动土压力为定值

$$EI \frac{d^4 y_p}{dz_1^4} = - \left[ \gamma \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) z_1 + 2c \cdot \tan \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) - P_{k+1} \right] \quad (5-32)$$

式中  $\gamma$  —— 土的湿重度 ( $\text{kN/m}^3$ )。

$$\text{令} \quad K_p = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right), \quad \alpha = K_p \gamma$$

$$\alpha S_0 = 2c \cdot \tan \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right), \quad z_1 = 0 \sim l,$$

$$\therefore y_p = \frac{1}{EI} \left( -\frac{\alpha}{120} z_1^5 - \frac{\alpha S_0}{24} z_1^4 + \frac{E_1}{2} z_1^2 + E_3 z_1 + E_4 \right) \quad (5-33)$$

未知量为四个:  $E_1$ 、 $E_2$ 、 $E_3$ 、 $E_4$ 。

③ 区间:

$$EI \frac{d^4 y_c}{dz_1^4} = -E_s y_c \quad (5-34)$$

$$\therefore y_c = \frac{1}{EI} \left[ e^{\beta z_2} (F_1 \cos \beta z_2 + F_4 \sin \beta z_2) + e^{-\beta z_2} (F_3 \cos \beta z_2 + F_4 \sin \beta z_2) \right] \quad (5-35)$$

$$\text{其中} \quad \beta = \sqrt[4]{\frac{E_s}{4EI}}, \quad z_2 = 0 \sim l$$

未知量四个:  $F_1$ 、 $F_2$ 、 $F_3$ 、 $F_4$ 。

其余未知量尚有:  $g_i$  (支撑安装后的变位量)  $K$  个, 以及②区间长度  $l$ 。此法的总未知量为:

$4(K+1) + 4 + 4 + K + 1 = (5K+13)$  个。利用  $(5K+13)$  个边界条件和连续条件, 即可得到完全的解答。

① 区间

$$\begin{array}{l} o \text{ 点} \\ \left\{ \begin{array}{l} [M_i]_0 = 0 \\ [Q_i]_0 = 0 \end{array} \right. \end{array} \quad \begin{array}{l} 1 \text{ 个} \\ 1 \text{ 个} \end{array}$$

$$[M_i]h_i = [M_{i+1}] \quad K \text{个}$$

$$[Q_i]h_i + K_i g_i = [Q_{i+1}] \quad K \text{个}$$

$$[\theta_i]h_i = [\theta_{i+1}] \quad K \text{个}$$

$$[y_i]h_i = [y_{i+1}]_0 = \delta_i + g_i$$

其中

$$[y_i]h_i = \delta_i + g_i \quad K \text{个}$$

$$[y_{i+1}]_0 = \delta_i + g_i \quad K \text{个}$$

## ② 区间

A 点

$$\begin{cases} [Q_{k+1}]h_{k+1} = [Q_p] & 1 \text{个} \\ [M_{k+1}]h_{k+1} = [M_p] & 1 \text{个} \\ [\theta_{k+1}]h_{k+1} = [\theta_p] & 1 \text{个} \\ [y_{k+1}]h_{k+1} = [y_p] & 1 \text{个} \end{cases}$$

B 点

$$\begin{cases} [Q_p]_l = [Q_c] & 1 \text{个} \\ [M_p]_l = [M_c] & 1 \text{个} \\ [\theta_p]_l = [\theta_c] & 1 \text{个} \\ [y_p]_l = [y_c] & 1 \text{个} \\ [P_p]_l = [P_c] & 1 \text{个} \end{cases}$$

## ③ 区间：前端支承取为铰结时

$$[M_c]_l = 0 \quad 1 \text{个}$$

$$[Q_c]_l = 0 \quad 1 \text{个}$$

共计

(5K+13) 个

如对有四道支撑的地下连续墙来说，共有未知量 33 个，33 个方程式相联立，可利用电脑求解。

### 5.2.4 共同变形理论

共同变形理论是考虑挡墙墙体的变位对土压力的影响，一般称为共同变形理论。由日



本森重龙马提出，墙体变位对上压力会产生增加或减小的影响。

共同变形理论的基本假定是：

(1) 初始状态时，墙体完全没有变位，土压力（包括水压力）按静止土压力考虑，见图 5-15a、b；

(2) 假定墙体、支撑以及地基均为弹性体；

(3) 作用于墙上的土压力随墙体的变位而变化，按式 (2-68) 计算，但其最小的主动土压力值为  $p_a$ ，最大的被动土压力值为  $p_p$ ；

(4) 墙上不同深度处的水平向基床系数  $K_b$ 、墙的刚度  $EI$ 、水平支撑的弹簧系数等  $EAI$  等，可根据地基和地下墙的情况而分别采用不同的数值；

(5) 假定水平支撑只承受压力，而不承受拉力。

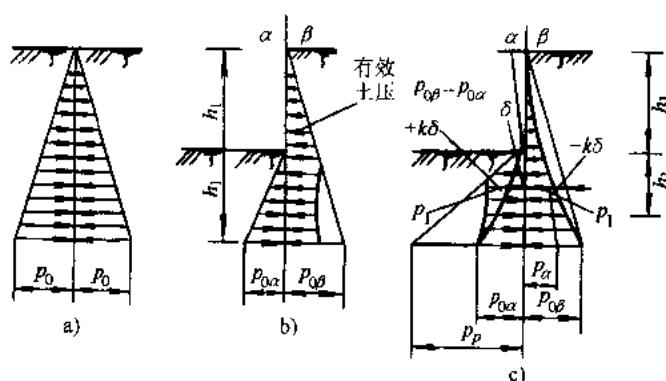


图 5-15 墙上土压力和墙体变位关系

a) 不开挖时 b) 开挖而墙体无变位 (标准状态) c) 开挖后墙体有变位

#### 5.2.4.1 基本计算公式

如墙体上任一点的水平位移为  $\delta$ ，则其土压力可按式 (2-68) 计算，即

$$p = p_0 + K \delta \quad \text{但 } p_a < p < p_p \quad (5-36)$$

式中  $p_0$ ——作用在墙上的静止土压力；

$p$ ——作用在墙上的土压力；

$K$ ——水平向的地基基床系数；

$\delta$ ——墙体的水平变位；

$p_a$ 、 $p_p$ ——分别为主动、被动土压力。

与墙体变位协调的土压力作用下，其达到平衡状态时的基本方程为

$$K \cdot \delta = (p_{0\beta} - k_{\beta} \delta) - (p_{0\alpha} + k_{\alpha} \delta) \quad (5-37)$$

将上式改写为

$$K \cdot \delta = (p_{0\beta} - p_{0\alpha}) - (k_{\beta} + k_{\alpha}) \delta \quad (5-38)$$

式中  $K$ ——地下墙的刚度矩阵。

符号  $\alpha$  指开挖的一侧,  $\beta$  指不开挖的一侧。

令式 (5-38) 中

$$\begin{aligned} (p_{o\beta} - p_{o\alpha}) &= p' \\ (k_{\beta} + k_{\alpha}) &= k' \end{aligned}$$

则得

$$K\delta = p' - k'\delta \tag{5-39}$$

式 (5-39) 与弹性地基梁求解应力等所采用的基本公式形式相同。

### 5.2.4.2 计算步骤

#### 1. 准备计算

1) 如图 5-16a 所示, 把墙体分成  $n$  个结点, 把结点布置在准备安设水平支撑的位置, 以及墙体作为主体结构的一部分时主体结构的楼板所在位置等。

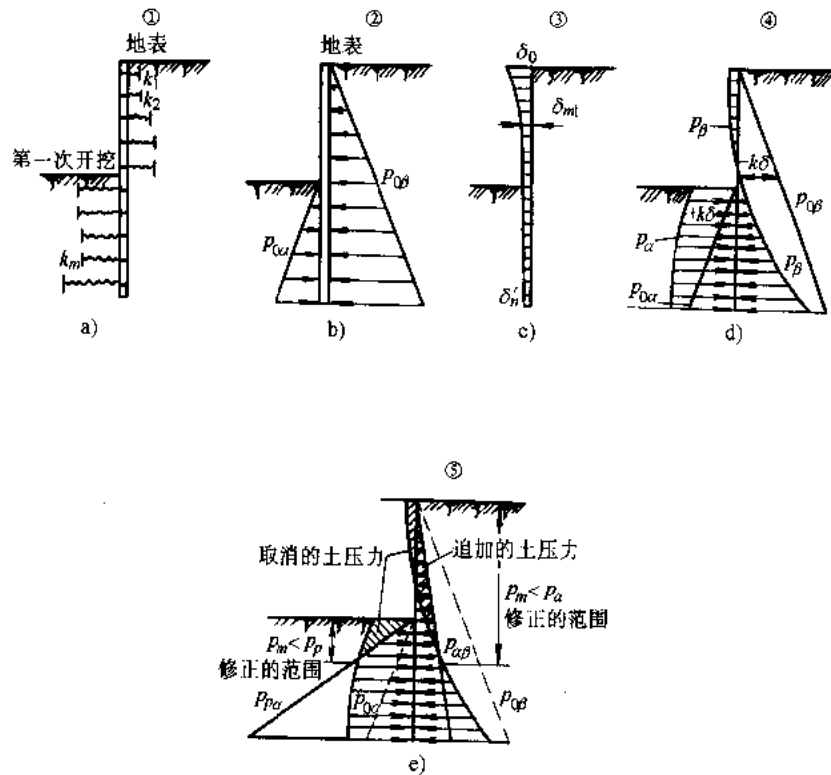


图 5-16 第一次开挖终了时按悬臂式地下墙考虑的计算图式

2) 计算出各结点之间 (单元) 地下墙的刚度、各结点处地基的水平方向的弹簧系数以及水平支撑的刚度等:

$$G_w = \frac{E_w I}{\lambda} \tag{5-40}$$

式中  $G_w$ ——相邻两结点之间地下墙的刚度;

$E_w$ ——墙体的弹性模量;

$I$ ——墙体的惯性矩；  
 $\lambda$ ——相邻两结点的间距。

$$K_{\alpha} = k_{\alpha} B \lambda' \quad (5-41)$$

$$K_{\beta} = k_{\beta} B \lambda' \quad (5-42)$$

式中  $K_{\alpha}$ ——开挖一侧地基对结点的水平方向弹簧系数；  
 $K_{\beta}$ ——不开挖一侧地基对结点的水平方向弹簧系数；  
 $k_{\alpha}$ ——开挖一侧水平方向的地基基床系数；  
 $k_{\beta}$ ——不开挖一侧水平方向的地基基床系数；  
 $B$ ——所考虑墙体宽度；  
 $\lambda'$ ——结点的跨中至跨中的距离。

$$K_s = \frac{E_s A}{l} \quad (5-43)$$

式中  $K_s$ ——水平支撑的弹簧系数；  
 $E_s$ ——水平支撑的弹性模量；  
 $A$ ——水平支撑的截面面积；  
 $l$ ——水平支撑的长度。

## 2. 第一次开挖終了时的计算

第一次开挖后形成无支撑的悬臂式地下墙，其计算步骤如图 5-16 所示，即：

- 1) 如上所述的各结点及墙体的准备计算；
- 2) 第一次开挖終了时的标准状态，如图 5-16b 所示；
- 3) 按式 (5-39) 计算标准状态下的有效土压（水压）所产生的变位值  $\delta_1'$ ，如图 5-16c

所示；

- 4) 根据  $\delta_1'$  求出墙体上作用的土压力值

$$p_{mi} = p_0 \pm \delta_1' k$$

- 5) 土压力修正，应满足

$$p_{am} < p_m < p_{pm}$$

6) 重复计算：根据上述 5) 所算出的土压力（水压力）再重复 3) ~ 5) 的计算，直至开始计算时的土压力与计算后的土压力之差可略而不计时为止；

7) 变位值、土压力和墙体内力的计算：根据 6) 的重复计算所求出的变位、土压力和内力作为第一次开挖終了时的数值。

对于悬臂式地下墙计算的程序框图如图 5-17 所示，多支撑地下墙第一次开挖終了时的计算也是如此。

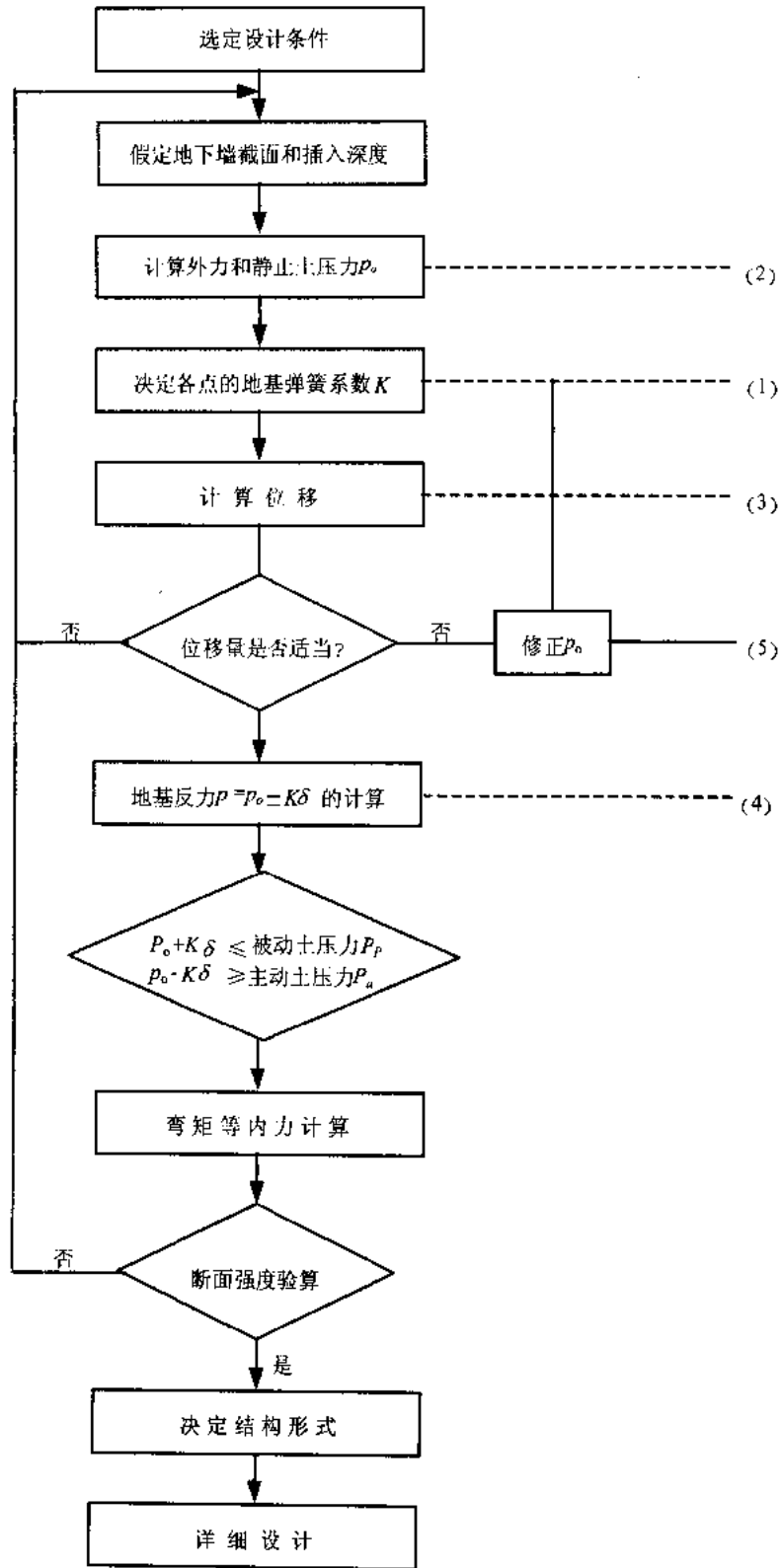


图 5-17 悬臂式地下墙基本计算程序框图

3. 安设第一道水平支撑并预加轴力时的计算

以图 5-16 所示第一次开挖终了时的墙体变位值、土压力及内力作为标准状态, 然后在水平撑加上初始轴力  $H_i$  时的情况。计算步骤除了标准状态不同和在水平撑设置处还要加上  $H_i$  力的有效土压力之外, 其他与图 5-16 所示相同。如果在水平撑上未施加初始轴力 (即  $H_i=0$ ), 则不必进行本项计算。

#### 4. 第一道水平支撑设置后, 因开挖而产生的内力计算

将上一项计算的结果作为标准状态, 按照图 5-16 相同的步骤进行计算。

#### 5. 以后的开挖和水平撑设置情况的验算只需重复上述步骤

图 5-18 表示第  $n$  次开挖时的计算步骤, 即:

1) 准备计算, 计算各结点的  $K$  值、水平撑的弹簧系数等 (图 5-18a);

2) 第  $n$  次开挖开始前的变位值、土压力 (包括水压力)、墙体内力和水平支撑轴力 (计算开始时的标准状态), 见图 5-18b;

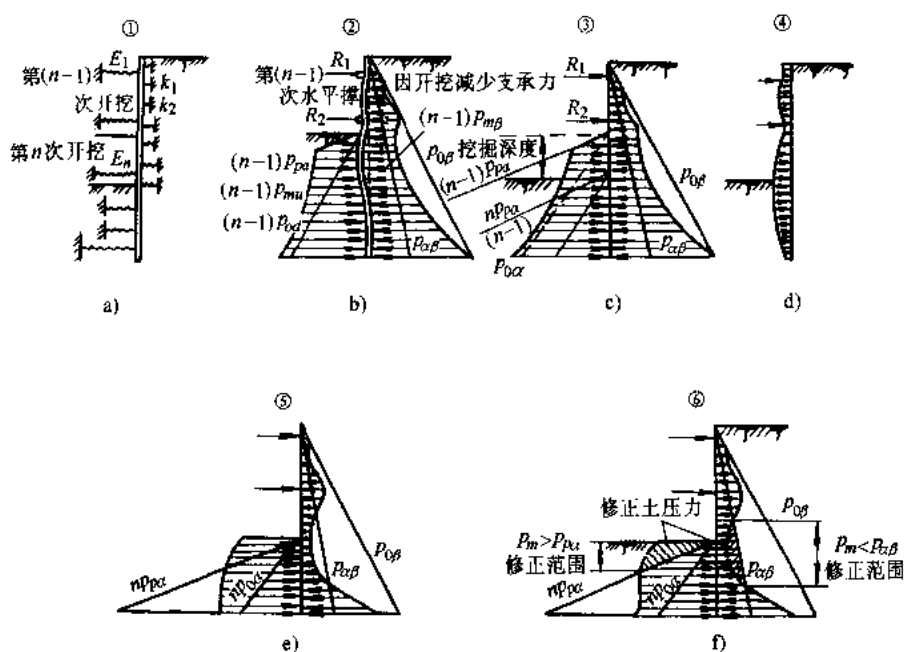


图 5-18 第  $n$  次开挖情况时的计算步骤

3) 因开挖而墙体支承条件的变化, 见图 5-18c;

4) 考虑了开挖情况后, 求出变位值  $\delta'_n$ , 见图 5-18d;

5) 计算  $\delta'_n$  所产生的土压力

$$np'_m = p_0 \pm \delta'_n k$$

6) 计算土压力的修正

$$p_{am} < p_m < p_{pm}$$

7) 重复计算

根据 6) 所算出的土压力, 按 4) ~ 6) 进行计算, 直至开始计算时的土压力与计算后的土压力之差可略而不计为止;

8)  $n$  次开挖终了时的位移、土压力、内力和支撑反力的计算, 根据 7) 中的重复计算求出了最后的变位、土压力、水平支撑反力, 以及由上述数值求得的墙体内力, 以此力第  $n$

次开挖终了时的数值。

应当指出，关于水平支撑温度变化所产生的应力，其计算可以温度变化产生的轴向力  $N$  加于水平撑上，以代替水平撑设置时所加的初期轴向力。 $N$  可按下式计算：

$$N = \alpha E_s A \left( \frac{l}{2} \right) \quad (5-44)$$

式中  $\alpha$ ——水平撑的温度膨胀系数；

$t$ ——温度变化；

其他符号同式 (5-43)。

### 5.3 多支撑挡墙的增量算法

多支撑或多锚式挡墙，如采用传统的不考虑支撑或锚杆变形及开挖施工过程的计算方法，将得出非开挖侧弯矩为主的结果，如采用等值梁法计算，即为这种结果，如图 5-19 所示。在实际施工过程中，开挖过程中墙体已产生了位移，支撑或锚杆是在墙体已经产生位移的状态下加上的，如图 5-2 所示。对于这种情况前已作了一些介绍。

对于这种多撑或多锚式的地下墙的内力计算，Y.K.Cheung 等曾进行了较为系统的总结和论述。但考虑整个开挖和支撑的施工过程及支撑或锚杆的变形与支撑力的关系，有限元等较为复杂的数值方法是较为理想的方法，这将在下一节中进行介绍。实际上，挡墙的受力过程是一个土、墙、支撑（或锚杆）的共同作用过程，墙体的内力与土性、墙体刚度、支撑（或锚杆）的刚度及开挖与支撑的过程是有关的。这里介绍由杨光华、陆培炎等提出的，在横向荷载下桩、土共同作用简化计算方法的基础上，对多支撑（或多锚式）地下墙的内力计算方法，即可以考虑逐步加撑（或加锚）和逐步开挖的整个施工过程的土、墙、支撑（或锚杆）共同作用的简单增量算法，并从理论上证明其正确性，从实际计算结果说明其合理性。

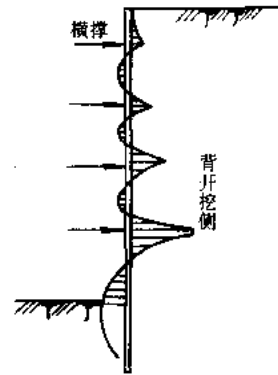


图 5-19 等值梁法弯矩图

#### 5.3.1 增量算法

对于地下连续墙，取单位长延米进行计算，把其作为一受土压力作用下的弹性地基梁，土对墙的作用可以像 Winkler 模型一样用一系列的土弹簧来表示，而弹簧的刚度系数  $K$  则由定义  $K=N/\Delta$  来确定， $\Delta$  为由弹性力学的 Boussinesq 解求得的位移， $N$  为相应的力。由此确定的  $K$  是土体的变形模量  $E_0$ 、泊松比  $\mu_s$ 、弹簧所代表的受压土体面积  $b_i \times d$  的函数。如图 5-20 所示，对开挖面以上的土弹簧如果是受拉，则弹簧不起作用，因土不能承受拉力，此时其  $K=0$ ，设一个土弹簧产生的集中力为  $x_i$ ，设弹簧代表受压土的面积  $b_i \times d$ ， $d$  为墙单元的宽度，一般取  $d=1\text{m}$ ，则作用于该面积上的分布压力为

$$q_i = \frac{x_i}{b_i \times d}$$

设  $d < b$ ，则由 Boussinesq 解可得在  $q_i$  作用下的位移  $\Delta$  为

$$\Delta = \frac{dq(1-\mu_s^2)}{E_0} \omega = \frac{dx_i(1-\mu_s^2)}{b_i d E_0} \omega$$

则

$$k_i = \frac{x_i}{\Delta} = \frac{bE_0}{(1-\mu_s^2)\omega} \quad (5-45)$$

$\omega$  是与  $b/d$  有关的形状系数，当  $b/d=1.0$  时， $\omega=0.8$ ；当  $b/d=1.5$  时， $\omega=1.08$ ；当  $b/d=2$  时， $\omega=1.22$ 。由于不同土层相应的  $k_i$  可以由  $E_s$  来反映，因而硬层的  $E_s$  大，相应的  $k_i$  也大，故由此确定的  $k_i$  可以考虑软层和硬层土的  $k_i$  的差别，该方法可以编成计算机程序，并已应用于多个工程实践，证明计算与实测结果有相当的一致性。

为简单方便，现以图 5-21 所示只有一个支撑的情况为例，说明增量法的计算过程。

在图 5-21a 中，为在地面以下  $H_1$  处加支撑，必须先挖到  $H_1 + \Delta H$ 。此时，相应的荷载及计算简图如图 5-21b 所示， $q_1$  为开挖面以上的土压力，求解后可得开挖面以下土弹簧的反力  $x_1^0$ 、 $x_2^0$ 、 $\dots$ 、 $x_6^0$ ，相应此时墙体的内力和位移即可求得。

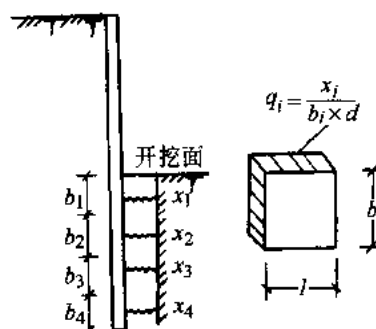


图 5-20 增量法计算图式

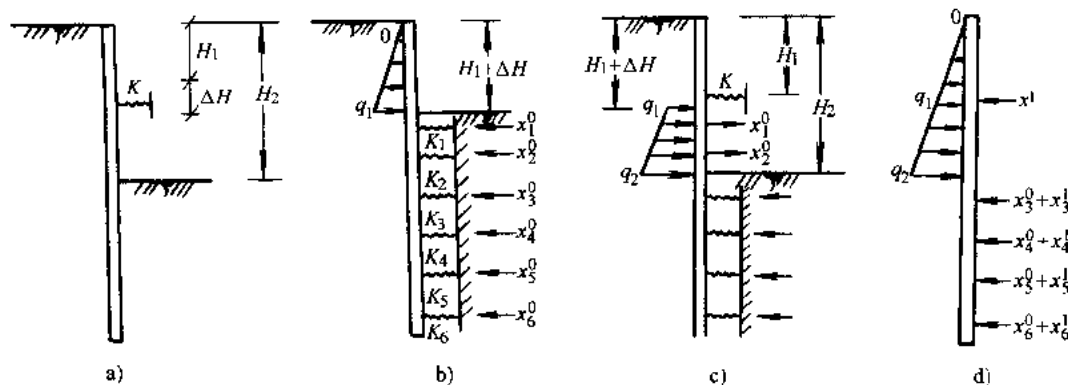


图 5-21 增量法计算过程示意图

当在墙顶以下  $H_1$  处加上一支撑，设该支撑的弹簧刚度为  $K$ ，然后由  $H_1 + \Delta H$  开挖到  $H_2$ ，这一增量过程的计算简图如图 5-21c 所示，土压力增量为  $q_1, q_2$ ，而在开挖到  $H_1 + \Delta H$  时，即 5-21b 的状态， $K_1, K_2$  两土弹簧对墙体作用有反力  $x_1^0, x_2^0$ ，当由  $H_1 + \Delta H$  开挖到  $H_2$  时，这两个弹簧处的土体被挖去了，相应的  $K_1, K_2$  没有了，其相当于在墙上作用上与  $x_1^0, x_2^0$  大小相等，方向相反的两个力，如图 5-21c 所示，故  $q_1, q_2$  和  $x_1^0, x_2^0$  即为这一增量过程的荷载增量，这一荷载增量由支撑弹簧  $K$  和开挖面以下的土弹簧共同承担，求解之得各弹簧反

力为  $x_1^1$ 、 $x_3^1$ 、 $x_4^1$ 、 $x_5^1$ 、 $x_6^1$ ，如图 5-21c，相应于这一增量过程的墙体内力和位移增量即可求得。把各增量过程作用于墙上的荷载和弹簧反力增量迭加，即可得到作用于墙上的力，如图 5-21a 所示即为图 5-21b、c 两个增量过程所得墙体内力和位移增量迭加即得到图 5-21a 所示的整个施工过程最终的墙体内力和位移。

以上是增量法的计算过程，它同样可以用于有多层支撑或多层锚杆的情况。

### 5.3.2 增量法的理论证明

仍以图 5-21a 所示的施工情况来证明。

为直观方便，以图示法证明如下：当开挖到  $H_1 + \Delta H$  时，计算简图和开挖面以下土的弹簧反力如图 5-21b 所示，取墙的脱离体，则此时作用于墙上的外力为开挖面以上的土压力和开挖面以下土弹簧的反力，如图 5-22a 所示，此时作用于墙上的力系为一平衡力系，当在  $H_1$  处加上支撑并由  $H_1 + \Delta H$  开挖到  $H_2$  后，作用于墙上的已知不平衡力系及弹簧支承情况如图 5-22b 所示，则图 5-22a 所示开挖到  $H_2$  时墙体的内力和位移可以直接由图 5-22b 计算而得到，图 5-22b 所示的计算简图已考虑了加撑和施工顺序的影响，如果我们证明图 5-22b 的结果可以由图 5-21b、c 结果迭加，则增量法的正确性即得以证明。显然图 5-22b 可以由图 5-22c、d 两者迭加而得，图 5-22d 图 5-21c 的结果是相同的，而作用于图 5-22c 墙上的已知外力与图 5-22a 的相同，其为一平衡力系，设平衡力系在图 5-22c 的各支承弹簧上将不会产生任何新的力，因此，对图 5-22c 的墙取脱离体，则作用于墙的外力即为图 5-22a 所示的情况，故图 5-22c 中墙的内力和位移是与图 5-21b 的结果相同的，因而图 5-22b 时墙的内力和位移可以由图 5-21b、c 两图的结果迭加而得。同理，对于多层支撑的情况，同样可以如此证明。

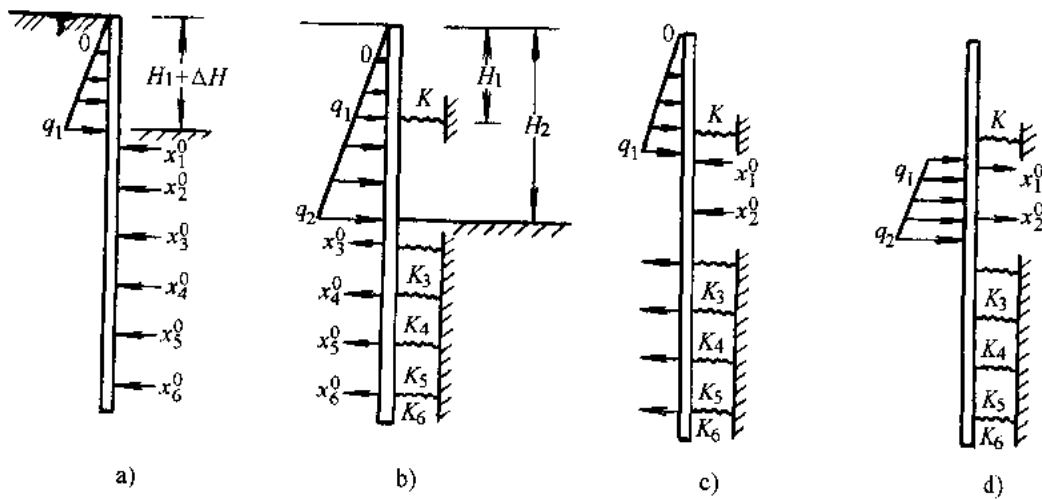


图 5-22 增量法计算理论证明示意图

### 5.3.3 实例

广州珠江过江隧道深基坑开挖工程采用地下连续墙的部分，图 5-23 为某一槽段的剖面



和地质情况图。基坑开挖深度为 17.8m，地面标高为 7.5m，基础底标高为-10.3m，地下小位标高为 6.7m，在标高 4.5、-1.5、-7.5 处各设一弹性支撑，支撑来用工字钢，各层支撑的刚度分别为  $K_1=41600\text{kN/m}$ ， $K_2=96500\text{kN/m}$ ， $K_3=96500\text{kN/m}$ 。地下连续墙采用 T 形截面的槽段。开挖和加撑的顺序为：

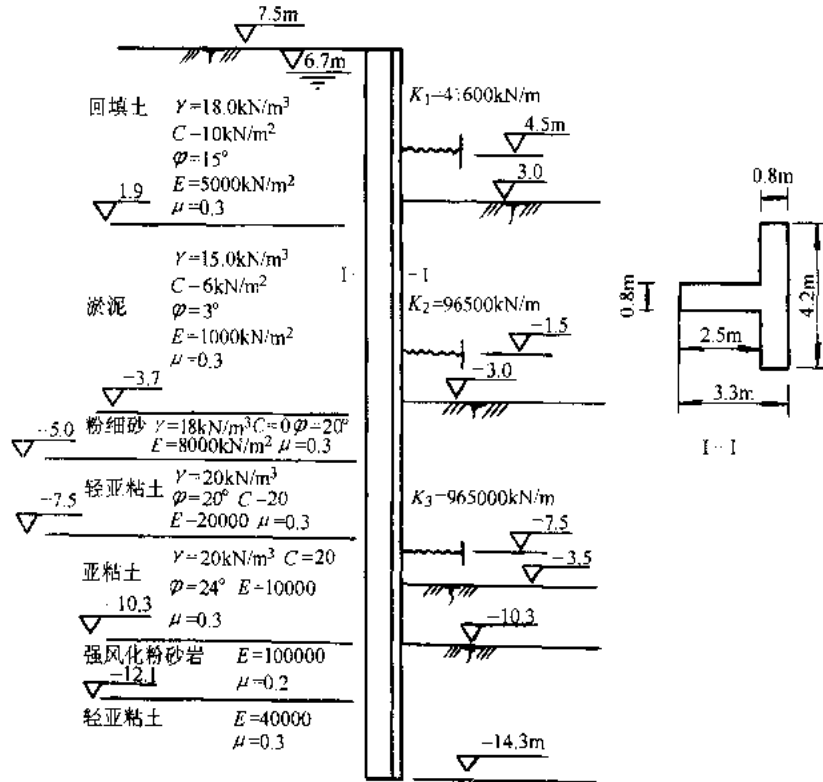


图 5-23 地下连续墙与上层剖面图

- 1) 从 7.5m 开挖到 3.0m;
  - 2) 在 4.5m 处加上第一层支撑  $K_1$ ，由 3.0m 开挖到-3.0m;
  - 3) 在-1.5m 处加上第二层支撑  $K_2$ ，由-3.0m 开挖到-8.5m;
  - 4) 在-7.5m 处加上第三层支撑  $K_3$ ，由-8.5m 开挖到-10.3m
- 开挖及加撑过程如图 5-23 所示。

解：取 1m 宽的墙体计算，每米宽墙的抗弯刚度  $EI=3.3 \times 10^7\text{kN} \cdot \text{m}^2$ 。

若不考虑施工过程，其计算简图如图 5-24 所示，相应的墙体弯矩和各支撑的反力如图 5-26 所示。

当采用增量法计算时，各增量过程的计算简图如图 5-25a~d 所示，当开挖到-10.3m 时，墙体的内力为各增量过程的内力迭加，图 5-27 所示即为按增量法计算当开挖到-10.3m 时墙体及各支撑的反力。比较图 5-26 与图 5-27 的结果可见，增量法的墙体弯矩远大于不考虑施工过程时墙体的弯矩，可见按不考虑施工过程的计算结果进行墙体设计是不安全的，而其计算的

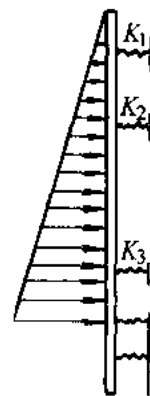


图 5-24 不考虑施工过程的计算简图

支撑反力是不合理的，偏大的，以  $K_3$  为例，对  $K_3$  产生力仅是从 -8.5m 开挖到 -10.3m 这一增量过程，这一过程的增量荷载仅为 700kN，这一增量荷载由开挖面以下土体和  $K_1$ 、 $K_2$ 、 $K_3$  三个支撑共同承担，结果应为图 5-27 中的 125kN，而图 5-26 中  $K_3$  的反力达 520kN，结果显然是偏大和不合理的，这将对支撑或锚杆的设计造成浪费，而增量法的结果比较合理。

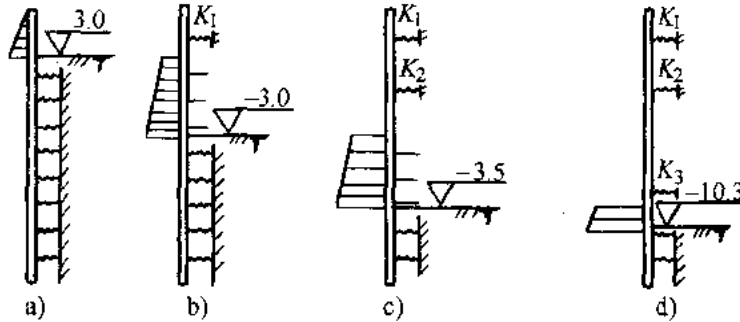


图 5-25 各增量过程的计算简图

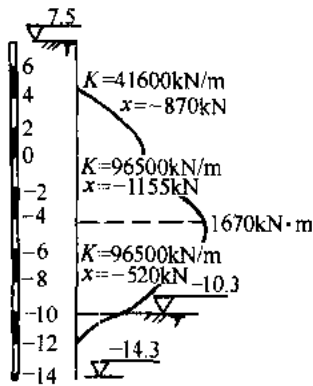


图 5-26 不考虑施工过程计算的弯矩与支撑轴力

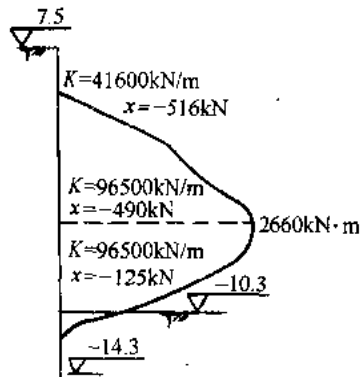


图 5-27 按增量法计算的弯矩与支撑轴力

## 5.4 有限单元法

### 5.4.1 基本概念

有限单元法最早用于航空等领域，它是随着电子计算机的发展而发展起来的数值分析方法。

数值分析法与解析法不同，解析法都是从研究连续体中微元体的性质着手，在分析中容许微元体的数量无限多而它的大小趋近于零，从而得到描述弹性体性质的偏微分方程，求解微分方程可以得到一个解析解。然而，对于大多数工程问题，由于材料的不均匀、非线性或工程的几何形状的复杂性，要求得解析解，往往是十分困难的。

有限元法则是从研究有限大小的单元力学特性着手，最后得到一组以每个结点处荷载一位移关系的代数方程组，应用计算机方法，解出结点未知位移，进而求出各单元的应力

和应变。

在有限元法中，可以取结点位移作为未知量，也可以取结点力作为未知量，随着所取未知量的不同，有位移法、力法和混合法，其中位移法是用得最为普遍的。

以位移法为例，有限元法分析解题的过程为：

1) 连续体的离散化。将连续体分割成等价的有限元组合系统。在基坑支护的分析中，要模型化的土体范围一般是不能明显确定的，在水平和垂直方向上可能是无限大或半无限大的土体介质，但在实践上只考虑有意义的范围内的土体；

2) 选择位移模式（场变量模型）；

3) 按虚功原理（或变分法）推导刚度矩阵，建立平衡方程；

4) 建立整个离散化连续体代数方程式组：

$$[K] \{ \delta \} = \{ R \} \quad (5-46)$$

式中  $[K]$  ——整体刚度矩阵；

$\{ \delta \}$  ——各结点的位移；

$\{ R \}$  ——结点荷载。

并引入几何边界条件，在结构的边界处位移是给定的，按此适当修改上述方程：

5) 用直接法或迭代法解算结点场变量矢量（单元结点的未知位移）；

6) 由结点位移计算土介质与墙体结构单元的应变和应力。

## 5.4.2 有限元法的分类

目前在地下连续墙结构分析中应用得较为普遍的有限元法有以下几种：

### 1. 弹性地基杆系有限元法

此方法前已详细指出，在此不加赘述。

### 2. 弹性地基薄板有限元法

一般将基坑底面以上的墙体理想化为薄板弯曲单元。将入土部分墙体作为文克尔弹性地基上的薄板单元，薄板单元可为各向异性，也可各向同性。支撑或锚杆可作为附加直杆单元。该方法可适用于地下连续墙与梁、板、柱等组合结构分析。

### 3. 弹性地基薄壳有限单元法

该法系将地下连续墙及上部结构作为由三角形薄板单元组成的平面或空间壳体，将文克尔弹性地基（被动侧土体）和其它杆件理想化为与壳体单元节点相连的附加“弹簧”单元。这种方法适用于结构布置和受力条件比较复杂的地下连续墙工程。

这三种方法都是建立在土的弹性本构模型上的，模型简单，且计算也较为简便。但是，在软土地区，土体具有流变性，基坑的变形（墙体、土体的变形）随着时间的增长而增长，分块开挖时留土的空间作用对基坑变形具有很好的控制作用。也就是说，时间和空间两个因素同时协调控制可有效地减少基坑的变形。这种时空效应前三种方法是无法考虑进去的，因而也就不能满足当前信息化施工的要求。

目前二维有限元法和三维有限元法得到了较大的发展，本文仅对二维有限元法作一介绍。

### 4. 二维有限元法

1) 土模型的选取：根据不同的工程实践和研究的需要，土的应力—应变关系可以选

用弹性的、弹塑性、粘弹性、粘弹塑性等应力—应变关系。从而选取相应的屈服准则和流动法则。继而通过室内、室外试验，现场测试资料及经验等选取适当的土的参数。

2) 对于墙体、支撑和锚杆，在控制墙体水平位移的条件下，可以认为三者均在线弹性范围内工作。

3) 初始状态的确定。

按照基坑未开挖之前的工程实际状况，模拟加载计算一次所得到的应力场作为初始应力场。

4) 边界条件及计算范围

当地下连续墙的结构形式、介质条件、荷载分布、施工条件等均为对称时，可取对称轴的一侧作为分析研究的对象。其设置的范围，对于墙背侧边界，可取大于一倍墙高（至墙底的全高）的地方，作为不动支点；对于墙底方向的边界，当墙底建在坚硬地层上时，则坚硬地层即作为不动的边界；当墙底范围的地层仍较软弱时，则边界取至墙底下大于  $(B-D)/\sqrt{2}$  的地方（ $B$  为基坑宽度， $D$  为入土深度）作为不动支点。

5) 单元的划分及单元的选取

划分单元时必须服从几项明确的规定：在划分单元上必须正确地体现土的状态与作为研究对象的结构物形式及施工程序等；在预计的应力集中区，必须将单元划分得更细密些；考虑到结构物和土的连续性及柔性，要决定必须的最小限度的单元数量。

在进行单元选取时，可将土体划分为平面八节点等参单元；墙体既可以划分为平面八节点等参单元，也可以划分成梁单元；支撑或锚杆被视为二力杆单元；由于考虑到墙体与土体之间在变形过程中会发生错动，在墙体和土体之间可以用接触面单元（又叫 Goodman 单元）来模拟。单元的划分见图 5-28。

用平面问题有限元法计算时，不必事先假设墙上的土压力，各单元所受的荷载仅是体积力及面力。

本法的优点不仅在于可以考虑土体与地下墙的相互作用，而且还求得基坑的隆起量、地表的沉降量以及地层内的塑性区范围与发展过程，当与土流变学结合时还可求得各参数的时间效应。

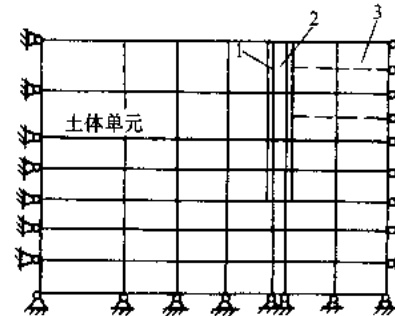


图 5-28 单元划分示意图

1—接触面单元 2—墙体单元 3—支撑

### 5.4.3 土的本构关系

土的本构关系（也指本构模型或应力—应变关系等）是指土的力学特性的数学表达式。土的力学特性通常指应力—应变—强度—时间之间的关系。

土的本构模型大体上可分为弹性模型，弹塑性模型、粘弹性和粘弹塑性模型。

#### 5.4.3.1 土的弹性模型

##### 1. 线性弹性模型

线性弹性模型假设土的应力与应变成正比，强度是无限的，如图 5-29 所示。

其应力—应变关系为  $\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\}$  式中弹性矩阵  $[D]$  可用式 (5-47) 表达。

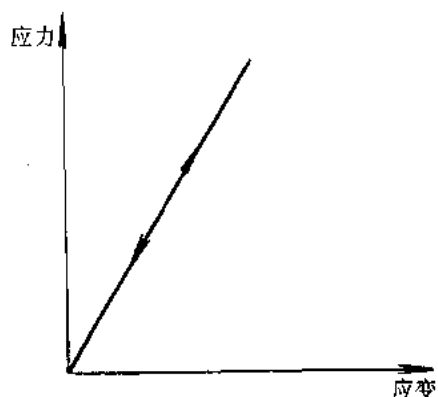


图 5-29 线弹性模型

$$[D] = \frac{E}{(1+\mu)(1-2\mu)} \begin{bmatrix} 1-\mu & \mu & \mu & 0 & 0 & 0 \\ \mu & 1-\mu & \mu & 0 & 0 & 0 \\ \mu & \mu & 1-\mu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\mu}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\mu}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\mu}{2} \end{bmatrix} \quad (5-47)$$

$E$ 、 $\mu$  与  $K$ 、 $G$  的关系可用下式换算

$$\left. \begin{aligned} E &= \frac{9KG}{3K+G} \\ \mu &= \frac{3K-2G}{2(3K+G)} \end{aligned} \right\} \quad (5-48)$$

式中  $K$ 、 $G$ ——体积变形模量和剪切模量。

土的线弹性模型一般适用于：

- 1) 计算地基中的垂直应力分布，得到的结果一般比较符合实际；
- 2) 计算地基的位移和沉降，只适用于不排水加荷的情况。并且对破坏有较大的安全系数，不能产生屈服；
- 3) 计算开挖问题时如果不排水破坏的安全系数大于 1.5 ~ 2.0，可以用于估计基坑的侧向压力与侧向位移；
- 4) 较粘粉土地基在不排水条件下加荷，如果安全系数大于 3，可用于估计沉降和孔隙压力。

## 2. 非线性弹性模型

非线性弹性模型是为了避免用弹塑性模型的一种方法，它能够模拟发生屈服以后非线性

性变形的性状，但是忽略了应力路线等重要因素的影响，即假设应力与应变是沿着一条曲线变化的，如图 5-30。它与线性弹性模型的区别仅在于其弹性模量和泊松比是随着应力变化的，而后者是不变的。

目前应用较多的是邓肯 (Duncan) - 张 (Chang) 等人 1970 年提出的邓肯-张模型。

邓肯-张 Duncan 采用康德纳 (Kondner) 关于应变硬化的土体的常规三轴试验时应力—应变关系可用双曲线关系来近似描述的建议。即  $\sigma_3$  不变时

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_1}{a + b\varepsilon_1}$$

研究，最终得出

$$E_t = \left[ 1 - \frac{R_f(1 - \sin \varphi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cos \varphi + 2\sigma_3 \sin \varphi} \right]^2 kP_a \left( \frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (5-49)$$

式中  $k$ 、 $n$ ——试验确定的参数，由  $E_t$  与  $\sigma_3$  的关系求得 (图 5-31)，即  $E_t = kP_a \left( \frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n$ ； $k$  值

可能小于 100，也可能大于 3500； $n$  值一般在 0.2~1.0 之间；

$P_a$ ——大气压力，单位与  $E_t$  和  $\sigma_3$  相同，以便使  $k$  成为无因次的数。

在计算土体的应力和变形时，除了切线模量  $E$  外，还要用切线泊松比。库尔哈维 (Kulhawy) 等采用  $t_j$  推导切线模量相似的方法，最终得出切线泊松比：

$$\mu_t = \frac{G - F \lg \left( \frac{\sigma_3}{P_a} \right)}{(1 - A)^2} \quad (5-50)$$

式中  $A = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)D}{kP_a \left( \frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \cdot \left[ 1 - \frac{R_f(1 - \sin \varphi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cos \varphi + 2\sigma_3 \sin \varphi} \right]}$

式 (5-49) 和式 (5-50) 中的  $k$ 、 $n$ 、 $R_f$ 、 $c$ 、 $\varphi$ 、 $F$ 、 $G$ 、 $D$ ，均由三轴试验确定。

近几年来，在我国岩土工程的数值分析方法中邓肯—张模型已被广泛采用，为了更符合实际，一些学者提出了一些改进意见。例如科学院武汉岩土力学研究所袁建新提出的以  $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\varepsilon_1}$  代替式 (5-50) 中括号外的  $kP_a \left( \frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n$ 。从而避开了  $\sigma_3$  因人为因素对  $E_t$  的影响。另外还有能近似反映粘性土的张拉能力的改进的邓肯—张模型。相信随着实践的积累，这个模型会得到进一步完善。

### 5.4.3.2 土体的弹塑性应力—应变模型

土的弹塑性模型是建立在增量塑性理论上，目前，在基坑变形中应用最多的是剑

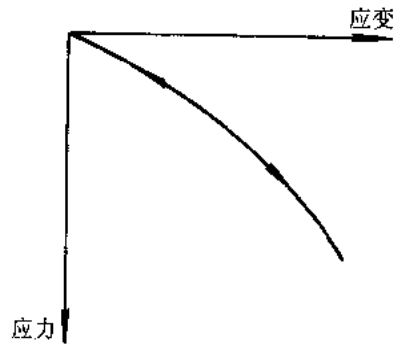


图 5-30 非线性弹性模型

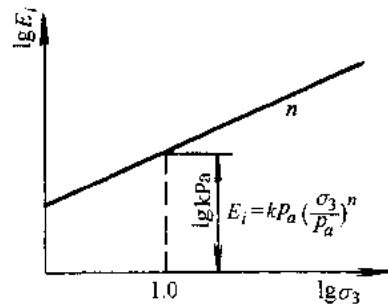


图 5-31  $\lg E_t \sim \lg \sigma_3$  关系曲线

桥模型、修正的剑桥模型、拉德—邓肯模型以及帽子模型等。

### 1. 剑桥 (Cambridge) 模型

此模型是英国剑桥大学罗斯科 (K.H.Roscoe)、布兰德 (J.B.Burland) 等人根据正常固结粘土和弱超固结粘土的三轴试验结果而建立的。他们于 1958 年提出状态边界面的概念, 并根据塑性理论的流动法则与塑性势概念, 采用简单曲线配合法, 对三轴压缩与平面应变的特殊条件, 建议了塑性与硬化定律的相当简单函数, 即土的弹塑性应力—应变关系可以用矩阵表示为:

$$\begin{Bmatrix} d\varepsilon_v \\ d\varepsilon_p \end{Bmatrix} = \frac{\lambda - k}{(1+e)M} \begin{bmatrix} -(n - \frac{\lambda M}{\lambda - K}) & 1 \\ 1 & \frac{1}{M - n} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{dp}{p} \\ \frac{dq}{p} \end{Bmatrix} \quad (5-51)$$

$$\text{式中 } p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_3)$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3$$

$$M = \frac{6 \sin \varphi}{3 - \sin \varphi}$$

由于  $n=q/p$ , 则  $dq=pdn+ndp$ 。所以又可以用另一矩阵形式表示为

$$\begin{Bmatrix} d\varepsilon_v \\ d\varepsilon_D \end{Bmatrix} = \frac{\lambda - k}{(1+e)M} \begin{bmatrix} \frac{\lambda M}{\lambda - M} & 1 \\ \frac{M}{M - n} & \frac{1}{M - n} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{dp}{p} \\ \frac{dn}{dn} \end{Bmatrix} \quad (5-52)$$

此模型的最大优点是通过常规的三轴压缩试验测定  $\lambda$ 、 $k$  和  $M$  三个参数后, 就可以确定正常固结粘土和弱超固结粘土在各种应力路径下的应力和应变。但因在推导的过程中作了一些简化假定, 计算结果的可靠性还需要实测结果来检验。

### 2. 修正的剑桥模型

根据现有资料表明, 当  $q/p$  较大时, 由剑桥模型计算出的应变值一般是偏大的, 当  $q/p$  较小时, 计算值与实测值接近, 为了改进, 提出了“修正的剑桥模型”。其应力—应变关系用矩阵形式表示为

$$\begin{Bmatrix} dq_v \\ dq_D \end{Bmatrix} = \frac{\lambda - k}{1+e} \frac{2n}{M^2 + n^2} \begin{bmatrix} \frac{\lambda}{\lambda - k} & \frac{M^2 + n^2}{2n} & 1 \\ 1 & \frac{2n}{M^2 + n^2} & \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{dp}{p} \\ \frac{p}{p} \\ \frac{dn}{dn} \end{Bmatrix} \quad (5-53)$$

用“修正剑桥模型”计算, 一般比实测值偏小, 但总的情况要比“剑桥模型”好。

### 3. 拉德—邓肯 (P.V.Lade—J.M.Duncan) 模型

拉德与邓肯二人根据砂土立方体试样的真三轴压缩 ( $\sigma_1 \neq \sigma_2 \neq \sigma_3$ ) 试验结果, 建立了一个粒状土的弹塑性应力—应变关系。该模型可以用于普遍的三向应力情况, 采用的参数却完全可以从三轴试验的结果推算出来。这种模型能够考虑中主应力  $\sigma_2$  的影响、剪胀效应以及应力路线影响。试验证明, 在大多数荷载情况下它能够比较正确地模拟无粘性土的应力

—应变性状。

此模型中塑性应变与应力的关系式为

$$\begin{Bmatrix} d\varepsilon_x^p \\ d\varepsilon_y^p \\ d\varepsilon_z^p \\ d\varepsilon_{xy}^p \\ d\varepsilon_{yz}^p \\ d\varepsilon_{zx}^p \end{Bmatrix} = d\lambda k_2 \begin{Bmatrix} \frac{3}{k_2} I_1^2 - \sigma_y \sigma_z + \tau_{yz}^2 \\ \frac{3}{k_2} I_1^2 - \sigma_z \sigma_x + \tau_{zx}^2 \\ \frac{3}{k_2} I_1^2 - \sigma_x \sigma_y + \tau_{xy}^2 \\ \sigma_z \tau_{xy} - \tau_{yz} \tau_{zx} \\ \sigma_x \tau_{yz} - \tau_{zx} \tau_{xy} \\ \sigma_y \tau_{zx} - \tau_{xy} \tau_{yz} \end{Bmatrix} \quad (5-54)$$

式中  $k_2$ 、 $d\lambda$ ——参数， $k_2$  定出塑性应变增量的相对大小， $d\lambda$  定出其绝对大小；

$I_1$ ——第一应力不变量，等于  $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ ；

$I_3$ ——第三应力不变量，等于  $\sigma_1 \sigma_2 \sigma_3$ 。

$$k_2 = \frac{3I_1^2(1+\mu^p)}{\sigma_3(\sigma_1 + \mu^p \sigma_3)}; \quad d\lambda = \frac{\alpha \cdot df}{3(I_1^3 - k_2 I_3)(1 - r_f \frac{f - f_i}{k_f - f_i})^2} \quad (5-55)$$

计算弹性应变增量用卸荷和再加荷模量  $E_{wr}$ ，即

$$E_{wr} = K_{wr} P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)^n$$

将计算所得弹性应变与塑性应变相加即得总的应变。

该模型最大优点是参数确定较容易，应用广泛，分析各种加荷情况下的应变，与试验量测的结果相当一致，差别较大的是  $f$  的数值不变而各应力分量的大小按比例增大时，此模型将只发生弹性应变，但是试验结果表明，这时既有弹性应变又有塑性应变。此外，屈服轨迹是通过原点的直线，不能反映  $\varphi'$  随  $\sigma_3$  的变化，从而使计算结果与实测有差别，这两个缺点拉德在 1978 年已作了修正。

#### 4. 柯斯拉 (V.K.Khosla) — 吴天行 (T.H.Wu) 帽盖模型

柯斯拉与吴天行用砂作了静力与动力三轴试验 ( $\sigma_2 = \sigma_3$ )，根据试验结果建议了弹塑性功硬化帽盖模型。他们建议采用德鲁克建议的广义 Mises 破坏条件：

$$f^*(p, q) = Mp - q = 0 \quad (5-56)$$

(其中： $M = 3\sqrt{3}a$ ) 硬化规律与塑性势函数采用

$$f(p, q, q_v^p) \left(\frac{p - p_x}{p_0 - p_x}\right)^2 + \left(\frac{q}{Mp_x}\right)^2 - 1 = 0 \quad (5-57)$$

最后得到以下应力—应变关系式：

$$d\varepsilon_D^p = \frac{df}{F'_v} \cdot \frac{\partial f}{\partial p} \quad (5-58)$$



该模型的概念基础是弹塑性加工硬化理论，可用于土的应力—应变状态的模拟。在塑性应力—应变关系的推导中，认为正交法则是适用的。弹塑性加工硬化的土，结合到有膨胀性椭圆帽盖的广义 Mises 准则，满意地代表了轴对称条件下静力与动力加载下土的性能。椭圆帽盖的假设与实验成果比较接近。

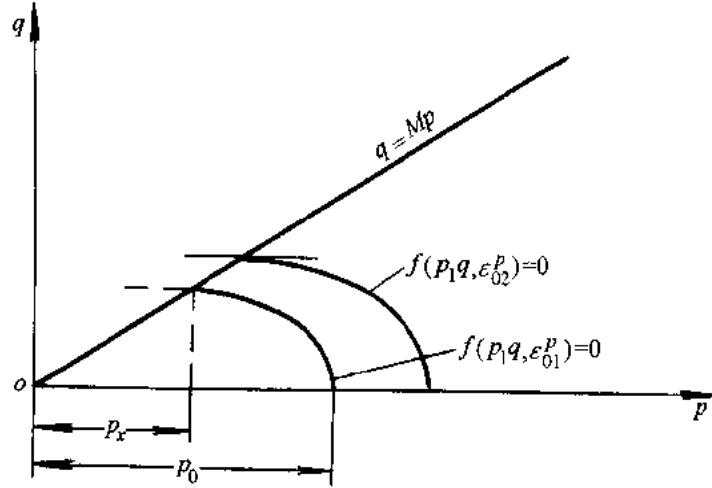


图 5-32 柯斯拉—吴天行建议的帽盖模型

5.4.3.3 土的粘弹塑性模型

软土在荷载作用下的变形与时间有关。当其所受的荷载一直保持不变时，其变形并非永远是常数；此外，当荷载逐渐增大时，变形又取决于加荷速度，表现出对时间的依赖性，而当应力越接近于屈服点，时间因素作用越大，这说明应力与应变关系的本构模型中应包括时间。土的这种变形与时间有关的性质称为粘性。土的粘弹塑性理论属于流变学范畴。

目前粘弹塑性本构关系有粘弹性本构关系，弹—粘塑性本构关系，粘弹—粘塑性本构关系，非线性弹性—粘塑性本构关系等。其中以粘弹性假设较为简单和接近于实际情况，因而在工程中应用较多，这里作一简单介绍。

基坑的变形随时间的变化主要是土体蠕变所产生的，描述这一现象的较好的模型为 Kelvin—Voigt 模型，也称延迟模型。这个模型能够表示在应力作用下应变不是立即达到弹性应变值，而是有一个相对滞后过程的现象，它所代表的物体称滞弹性体。此模型是用弹簧和粘性元件并联起来组成的，如图 5-33 所示。

因为两个元件是并联的，所以弹簧的应变  $\epsilon_H$  与粘壶的应变  $\epsilon_N$  相等，而总应力  $\sigma$  是弹簧应力  $\sigma_H$  与粘壶的应力  $\sigma_N$  之和，即

$$\left. \begin{aligned} \sigma &= \sigma_H + \sigma_N = E\epsilon + \eta\dot{\epsilon} & (a) \\ \epsilon &= \epsilon_H = \epsilon_N & (b) \end{aligned} \right\} \quad (5-59)$$

式 (5-59) 的应力—应变本构关系亦可写成

$$\dot{\epsilon} + \frac{E}{\eta}\epsilon = \frac{1}{\eta}\sigma \quad (5-60)$$

式 (5-60) 的解为

$$\varepsilon = \exp\left(-\frac{E}{\eta}t\right) \left[ \frac{1}{\eta} \int_0^t \sigma \exp\left(\frac{E}{\eta}t\right) dt + c \right] \quad (5-61)$$

若  $t=0$  时,  $\varepsilon = \varepsilon_0$ , 所以  $c = \varepsilon_0$ , 因此

$$\varepsilon = \exp\left(-\frac{E}{\eta}t\right) \left[ \frac{1}{\eta} \int_0^t \sigma(t) \exp\left(\frac{E}{\eta}t\right) dt + \varepsilon_0 \right] \quad (5-62)$$

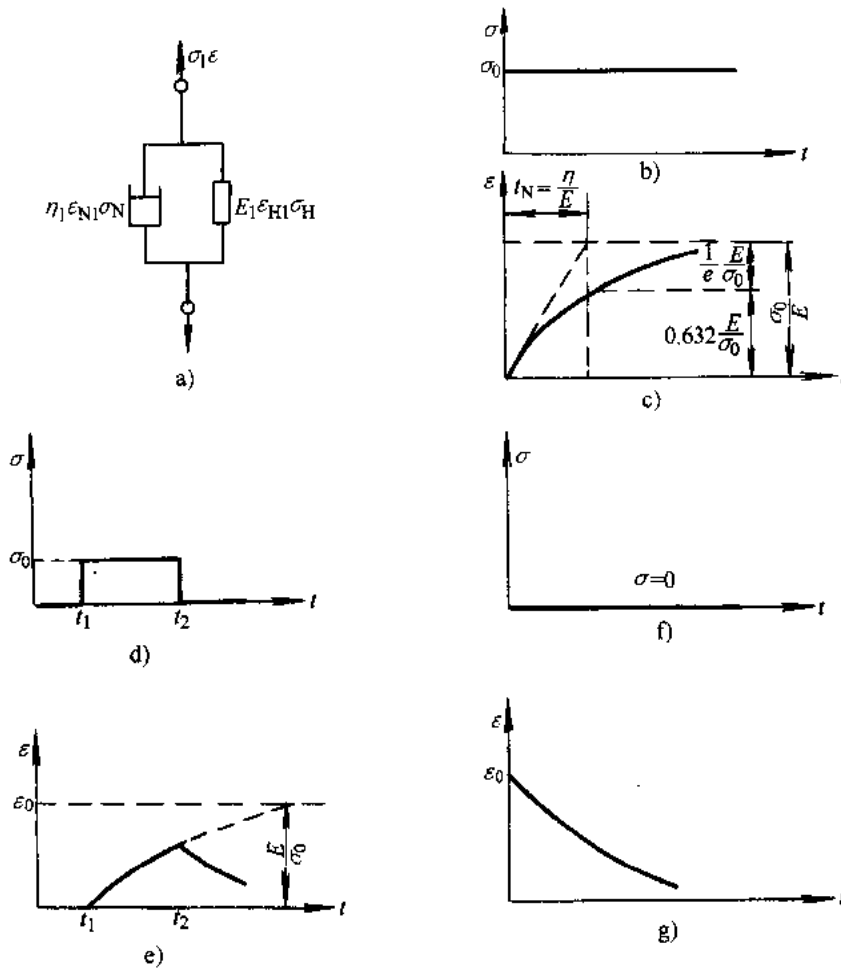


图 5-33 Kelvin—Voigt 模型及机理

- a) 力学模型 b) 应力—时间图 c) 应变—时间图 d) 应力—时间图  
 e) 应变—时间图 f) 应力—时间图 g) 应变—时间图 ( $\sigma=0$ )

### 5.4.4 有限元法的计算要点

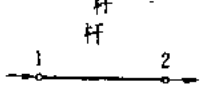
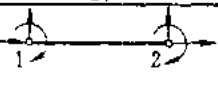
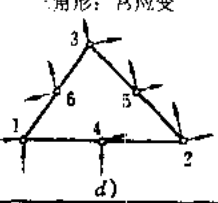
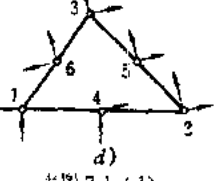
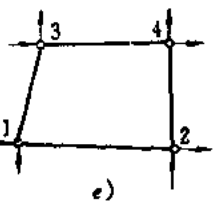
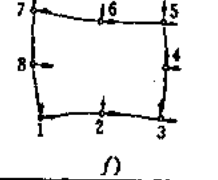
#### 5.4.4.1 结构的离散化

将真实的连续结构或介质用有限个仅在结点处铰接联系的离散单元的组合物来代替,

并使这些单元按变形协调条件相互联系，这样的组合体称为有限单元系统。

在基坑计算中现在应用较多的是平面问题，离散的单元有常应变三角形单元、六结点三角形单元、矩形单元和四边形等参数单元等，目前应用最广的是四边形等参单元，如表 5-1 所示。在划分单元时应正确体现土的状态与结构形式及施工程序等。在预计的应力集中区，应将单元划分得细密一些。考虑到结构与土的连续性及柔性，要有最小限度的单元数量。图 5-34 为采用地下连续墙挡土的结构单元划分实例。

表 5-1 有限元分析中（平面问题）的单元类型

单 元	典 型 应 用	结 点 数	每 个 结 点 的 自 由 度 数
 <p>a)</p>	支持	2	1
 <p>b)</p>	平面问题中的围护墙	2	3
 <p>d)</p>	平面问题中的土体	3	2
 <p>d)</p> <p>表图 7-1 (d)</p>	平面问题中的土体		2
 <p>e)</p>	平面问题中的土体	4	2
 <p>f)</p>	平面问题中的土体	8	2

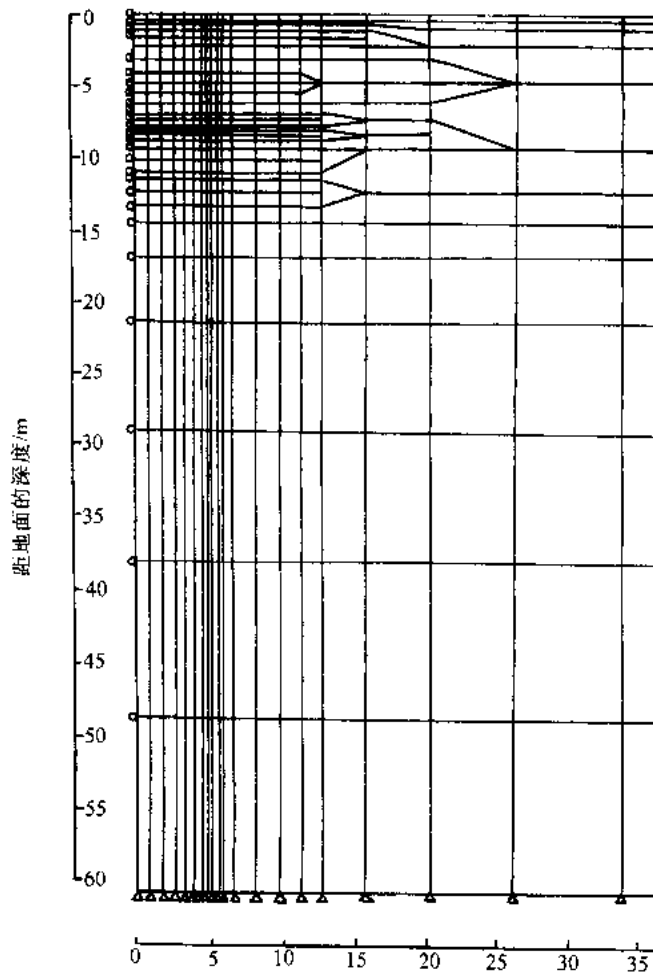


图 5-34 划分明挖隧道的单元

#### 5.4.4.2 单元分析

这是有限元分析的核心部分，它由下列几部分组成：

1) 位移模式的选择：将每个单元内部任一点的位移向量写作

$$\{f\} = [N] \{\delta\}^e \quad (5-63)$$

式中  $[N]$  ——所选定的位移模式，其分量又称形函数矩阵，它的函数是位置坐标的函数；

$\{\delta\}^e$  ——单元各节点位移向量；

$\{f\}$  ——单元内部任一点的位移向量。

所选定的位移模式，应使单元内部的位移保持连续以及使相邻单元之间满足变形协调条件。

2) 几何方程。将式 (5-63) 代入小应变几何方程就可得到单元内各点的应变，即建立单元应变向量和单元结点位移向量  $\{\delta\}^e$  之间的几何关系：

$$\{\varepsilon\} = [B] \{\delta\}^e \quad (5-64)$$

式中  $[B]$  ——应变矩阵，它是单元面积和其结点坐标的函数；

$\{\varepsilon\}$  ——单元内任一点的应变。

上式可写为

$$\begin{aligned} \{\varepsilon\} = \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} &= \begin{bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial y} \\ \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u \\ v \end{bmatrix} \quad \{f\}_{2 \times 1} \\ &= \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} [N] \{\delta\}^e = [B] \{\delta\}^e \end{aligned} \quad (5-65)$$

其中的矩阵  $[B]$  可写为分块形式

$$[B] = [B_i \ B_j \ B_m] \quad (5-66)$$

而其子矩阵为

$$[B_i] = \frac{1}{2\Delta} \begin{bmatrix} b_i & 0 \\ 0 & c_i \\ c_i & b_i \end{bmatrix} \quad (i, j, m)$$

由于单元的面积  $\Delta$  以及各个  $b$  和  $c$  都是常量, 所以矩阵  $[B]$  的元素都是常量, 可见应变  $\{\varepsilon\}$  的元素也是常量, 就是说, 在每一个单元中, 应变分量  $\varepsilon_x, \varepsilon_y, \gamma_{xy}$  都是常数。

3) 物理方程。对于线性弹性材料的本构关系, 单元应力向量  $\{\sigma\}$  和单元应变向量  $\{\varepsilon\}$  之间有线性的物理关系, 称为广义虎克定律:

$$\{\sigma\} = [D] \{\varepsilon\} = [D] [B] \{\delta\}^e \quad (5-67)$$

式中  $[D]$  ——单元材料的弹性矩阵, 仅和材料弹性常数有关。

如对各向同性材料的平面应变情况, 则

$$D = \frac{E(1-\mu)}{(1+\mu)(1-2\mu)} \begin{bmatrix} 1 & \frac{\mu}{1-\mu} & 0 \\ \frac{\mu}{1-\mu} & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\mu}{2(1-\mu)} \end{bmatrix} \quad (5-68)$$

式中  $E$  ——材料的弹性模量;

$\mu$  ——材料的泊松比。

平面问题的单元应力向量  $\{\sigma\} = [\sigma_x \ \sigma_y \ \tau_{xy}]^T$

对于非线性材料 (如非线性弹性、弹塑性、粘弹性等材料), 只是矩阵  $[D]$  不同而已, 对各种材料均可采用式 (5-67) 表达, 具体参见 5.4.3 节的土的本构关系。

4) 建立单元平衡方程。以位移法为例, 取为基本未知量的是结点位移  $u_i, v_i, u_j, v_j, \dots$ 。为了在求出结点位移以后能够求得应力, 就要用到把单元中的应力用结点位移来表示的表达式。如图 5-35 所示的单元  $ijm$  中, 需要建立如下的关系式:

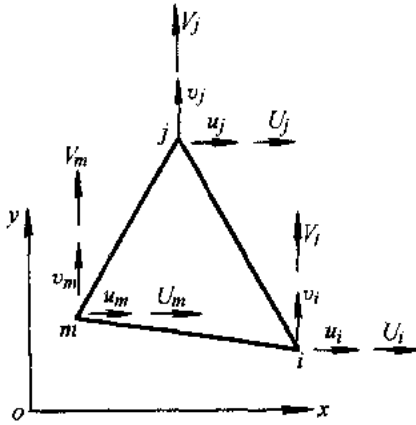


图 5-35

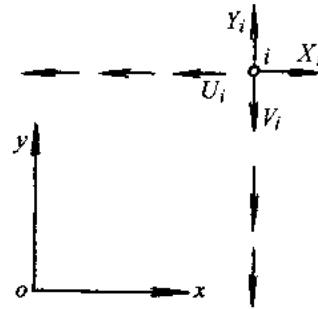


图 5-36

$$\{\sigma\} = [S] \{\delta\}^e \tag{5-69}$$

其中

$$\{\sigma\} = \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix}, \quad \{\delta\}^e = \begin{Bmatrix} \delta_i \\ \delta_j \\ \delta_m \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \\ u_j \\ v_j \\ u_m \\ v_m \end{Bmatrix}$$

而  $[S]$  是一个  $3 \times 6$  的矩阵, 称为应力矩阵。

将式 (5-67) 与式 (5-69) 对比可见

$$[S] = [D] [B] \tag{5-70}$$

将平面应变问题中弹性矩阵的表达式 (5-68) 及表达式 (5-66) 代入, 即得平面应变问题的应力矩阵, 写成分块形式

$$[S] = [S_i \ S_j \ S_m] \tag{5-71}$$

其中的子矩阵为

$$[S_i] = \frac{E(1-\mu)}{2(1+\mu)(1-2\mu)\Delta} \begin{bmatrix} b_i & \frac{\mu}{1-\mu} c_i \\ \frac{\mu}{1-\mu} b_i & c_i \\ \frac{1-2\mu}{2(1-\mu)} c_i & \frac{1-2\mu}{2(1-\mu)} b_i \end{bmatrix} \tag{5-72}$$

用来求解基本未知量的方程, 是结点的平衡方程。假定图 5-35 所示的单元, 受到结点所施加的所谓结点力

$$\{F\}^e = \begin{Bmatrix} F_i \\ F_j \\ F_m \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} U_i \\ V_i \\ U_j \\ V_j \\ U_m \\ V_m \end{Bmatrix}$$

则结点  $i$ 、 $j$ 、 $m$  将受有该单元所施加的力，与这些结点力大小相等而方向相反。例如图 5-36 所示的结点  $i$ ，就受有上述单元  $ijm$  所施的沿负标向的  $U_i$  及  $V_i$ 。同样，环绕结点  $i$  的其他单元也对结点  $i$  施有这样的力。此外，结点  $i$  一般还受有由环绕该结点的那些单元上移置而来的结点荷载  $Z_i$  及  $Y_i$ ，图 5-36。根据结点  $i$  平衡条件，有平衡方程

$$\sum_e U_i = X_i, \quad \sum_e V_i = Y_i$$

其中  $\sum_e$  表示对环绕结点  $i$  的所有单元求和。上列平衡方程也可以用矩阵表示为

$$\sum_e \{F_i\} = \{R_i\} \quad (5-73)$$

其中 
$$\{R_i\} = \begin{Bmatrix} X_i \\ Y_i \end{Bmatrix}$$

5) 虚功方程。应用虚功原理，即在任意虚位移下，外力虚功=应变能的改变（对任一单元，结点力也是外力）

$$\left(\{\delta^*\}^e\right)^T \{F\}^e = \iint \{\varepsilon^*\}^T \{\sigma\} dx dy t \quad (5-74)$$

式中  $\{\delta^*\}^e$ ——单元结点虚位移；  
 $\{\varepsilon^*\}$ ——虚应变；  
 $\{F\}^e$ ——结点力。

将式 (5-67) 以及由式 (5-64) 得来的  $\{\varepsilon^*\} = [B] \{\delta^*\}^e$  代入，得

$$\left(\{\delta^*\}^e\right)^T \{F\}^e = \iint \left([B] \{\delta^*\}^e\right)^T [B]^T [D] [B] \{\delta^*\}^e dx dy t$$

根据矩阵乘积的逆序法则，上式可以化为

$$\left(\{\delta^*\}^e\right)^T \{F\}^e = \iint \left(\{\delta^*\}^e\right)^T [B]^T [D] [B] \{\delta^*\}^e dx dy t$$

由于  $\{\delta^*\}^e$  中的元素是常量，上式右边的  $(\{\delta^*\}^e)^T$  可以提到积分号的前面去。又由于虚位移可以是任意的，从而矩阵  $(\{\delta^*\}^e)^T$  也是任意的，所以等式两边与它相乘的矩阵应当相等，于是得

$$\{F\}^e = \iint [B]^T [D] [B] dx dy t \{\delta\}^e \quad (5-75)$$

令 
$$[k] = \iint [B]^T [D] [B] dx dy t \quad (5-76)$$

则 
$$\{F\}^e = [k] \{\delta\}^e \quad (5-77)$$

式中  $[k]$  ——单元刚度矩阵。

这就建立该单元上的结点力与结点位移之间的关系。由于在线性位移模式的情况下,  $[D]$ 、 $[B]$  中的元素是常量, 再注意到  $\iint dx dy = \Delta$ , 式 (5-75) 及式 (5-76) 就简化为

$$\{F\}^e = [B]^T [D] [B] t \Delta \{ \delta \}^e \quad (5-78)$$

$$[k] = [B]^T [D] [B] t \Delta \quad (5-79)$$

矩阵  $[k]$  就是该单元的刚度矩阵, 它的元素表明在该单元上发生一定结点位移时所对应的结点力, 它决定于该单元的形状、大小、方位和弹性常数, 而与单元的位置无关, 即不随单元或坐标轴的平移而改变。对平面应力问题中三角形单元的刚度矩阵, 写成分块形式为

$$[k] = \begin{bmatrix} k_{ii} & k_{ij} & k_{im} \\ k_{ji} & k_{jj} & k_{jm} \\ k_{mi} & k_{mj} & k_{mm} \end{bmatrix} \quad (5-80)$$

其中

$$[k_{rs}] = \frac{Et}{4(1-\mu^2)\Delta} \begin{bmatrix} b_r b_s + \frac{1-\mu}{2} c_r c_s & \mu b_r c_s + \frac{1-\mu}{2} c_r b_s \\ \mu c_r b_s + \frac{1-\mu}{2} b_r c_s & c_r c_s + \frac{1-\mu}{2} b_r b_s \end{bmatrix} \quad (5-81)$$

$$(r=i, j, m; s=i, j, m)$$

对于平面应变问题, 将上式中的  $E$  应当换为  $E/(1-\mu^2)$ ,  $\mu$  应当换为  $\mu/(1-\mu)$ 。

在这里, 系数  $a_i$  等等是单元坐标的函数, 即

$$a_i = x_i y_m - x_m y_j, \quad b_i = y_j - y_m, \quad c_i = -x_j + x_m \quad (5-82)$$

$$(i, j, m)$$

而

$$\Delta = \frac{1}{2} \begin{vmatrix} 1 & x_i & y_i \\ 1 & x_j & y_j \\ 1 & x_m & y_m \end{vmatrix} \quad (5-83)$$

有了单元的刚度矩阵表达式 (5-80), 以及式 (5-81), 即可将任一结点  $i$  的平衡方程 (5-73) 改用节点位移表示成为

$$\sum_e \sum_{n=i,j,m} [k_{in}] \{ \delta_n \} = \{ R_i \} \quad (5-84)$$

对于每个结点, 都可以写出这样的平衡方程。

将结构上各结点的平衡方程集合在一起, 即得整个结构的平衡方程组

$$[K] \{ \delta \} = \{ R \} \quad (5-85)$$

其中的未知量是各节点的位移  $\{ \delta \}$ , 自由项是结点荷载  $\{ R \}$ , 而矩阵  $[K]$  称为该结构的整体刚度矩阵。

#### 5.4.4.3 接触面单元

桩、地下连续墙、基础及地下结构物与土的接触面具有特殊的性质, 由于混凝土和土的变形模量等性质有很大的差异, 特别是连续墙施工时为保持槽壁稳定的膨润土触变泥浆



会不同程度渗入土孔隙中，甚至在槽壁表面结成泥皮，在混凝土浇注时水泥浆也会不同程度渗入到土孔隙中。这种渗有泥浆与水泥浆的土便构成接触面的材料，其性质与原先的土有所不同。这种接触面既能传递法向应力，又能传递剪应力。在挡土墙的界面上剪应力的存在，土压力将减小，稳定性则有所增加。

过去在处理这种接触面时，常假定：接触面十分粗糙，因而无相对滑动；接触面十分光滑，因而无剪力。为了充分反映接触面的受力特性，应采用特殊的接触面单元。

古德曼 (Goodman) 等人提出了岩体节理的力学模型，称为节理单元。将这种单元用于接触面，即为接触面单元。图 5-37 所示的单元模型，由两片长度为  $l$  的接触面  $ij$  和  $mr$  组成。两片接触面之间假想为无限微小的弹簧所连接，在受力前接触面间距为无限小，即假设单元只有长度而没有厚度，宽度为  $e$ ，单元的四个节点为  $i, j, m, r$ ，坐标原点在单元形心  $o$  上，单元的一边是上层，另一边是结构墙体，故可认为接触面单元的结点是两相重迭的，即图中的  $i$  和  $r$ ，以及  $j$  和  $m$  均具有相同的坐标。该单元只在结点处与相邻单元有力的联系，于是结点力  $\{F\}^e$  为

$$\{F\}^e = [U_i \ V_i \ U_j \ V_j \ U_m \ V_m \ U_p \ V_p]^T$$

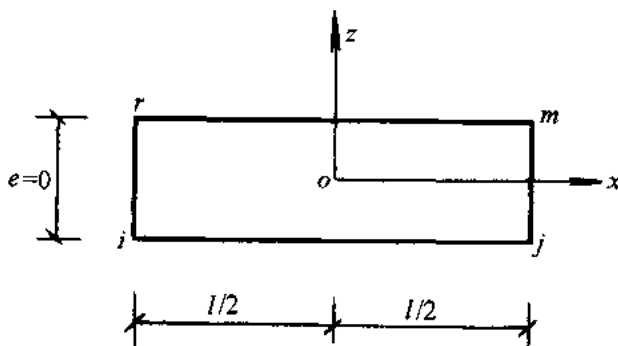


图 5-37 接触面单元

单元结点位移  $\{\delta\}^e$  为

$$\{\delta\}^e = [u_i \ v_i \ u_j \ v_j \ u_m \ v_m \ u_p \ v_p]^T$$

### 1. 位移模式

设单元上缘  $ip$  和下缘  $jm$  上的位移是线性分布的，即

$$u_{\text{上}} = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{2x}{l}\right) u_i + \frac{1}{2} \left(1 + \frac{2x}{l}\right) u_p$$

$$u_{\text{下}} = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{2x}{l}\right) u_j + \frac{1}{2} \left(1 + \frac{2x}{l}\right) u_m$$

由此可知单元两侧的水平位移差为

$$\Delta u = u_{\text{上}} - u_{\text{下}} = \frac{1}{2} \left[ (u_i - u_j) \left(1 - \frac{2x}{l}\right) + (u_p - u_m) \left(1 + \frac{2x}{l}\right) \right] \quad (5-86)$$

同理，单元两侧的垂直位移为

$$\Delta v = \frac{1}{2} \left[ (v_i - v_j) \left(1 - \frac{2x}{l}\right) + (v_p - v_m) \left(1 + \frac{2x}{l}\right) \right] \quad (5-87)$$



根据现场试验的荷载—位移曲线可知  $K_n$  一般为常数，当接触面受压力时，为模拟两侧二维单元不会在接触面处重迭，应取较大的数值，例如取  $K_n=10^9\text{kN/m}^3$ ，若计算出的接触面法向应力为拉，取  $K_n=10^3\text{kN/m}^3$ ，以便使算出的拉应力忽略不计。

同济大学对混凝土与土之间进行了  $\tau-\Delta u$  试验，结果如图 5-38 所示，图中 a、b 表示混凝土与上海粘质粉土，c、d 表示混凝土与上海淤泥质粘土的试验结果。

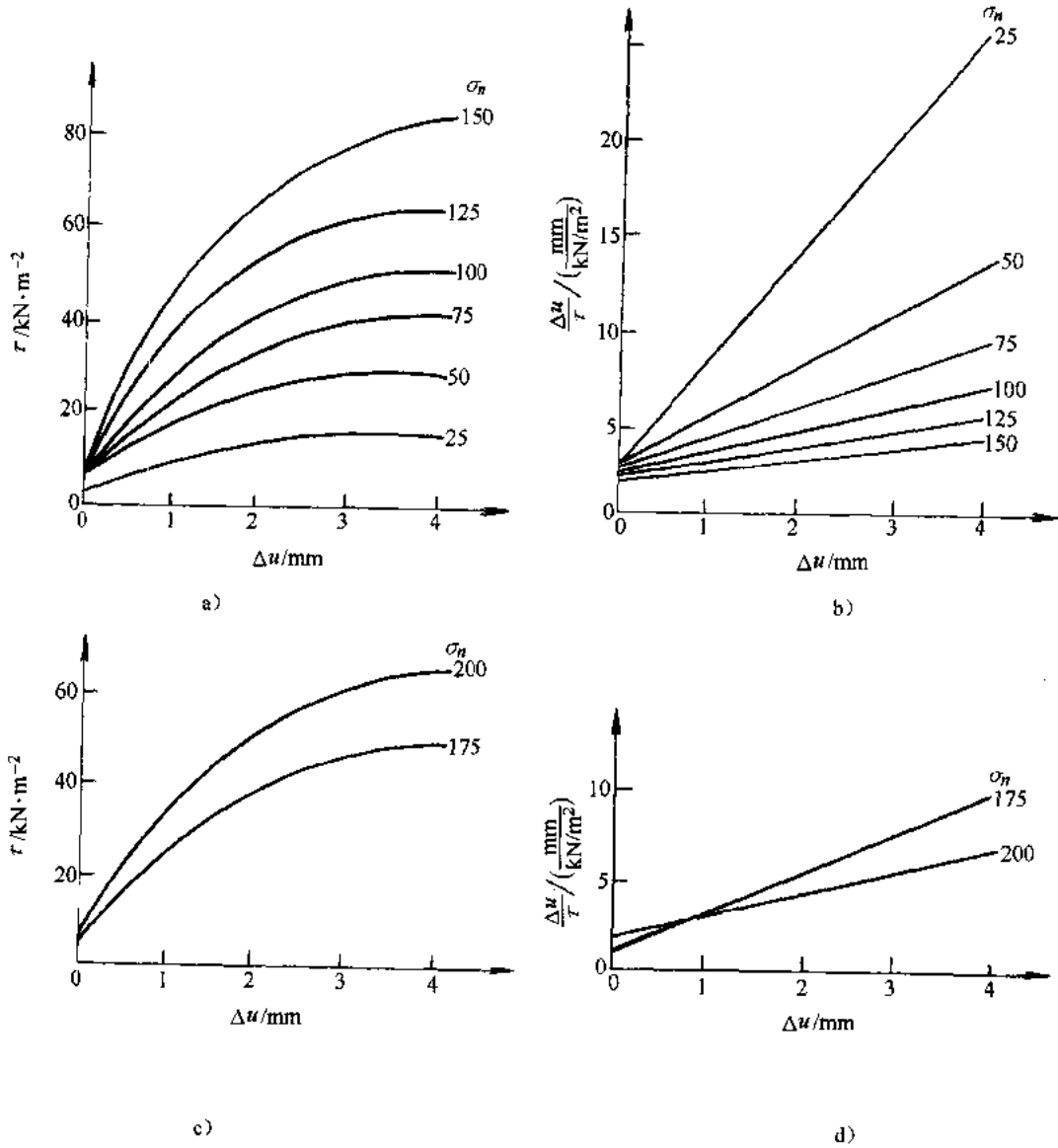


图 5-38 混凝土与土之间的剪应力—位移曲线

a)、b) 混凝土与上海粘质粉土；c)、d) 混凝土与上海淤泥质粘土

可以看出，上述曲线具有明显的非线性，可以用一组双曲线来拟合：

$$\tau_1 = \frac{\Delta u}{\alpha + b \cdot \Delta u} \quad (5-94)$$

作坐标变换，得一族直线，如图 5-38b 及 d：

$$\frac{\Delta u}{\tau} = a + b \cdot \Delta u \quad (5-95)$$

式中  $\tau_1 = \tau_s - \tau_0$

$\tau_s$ ——总剪应力；

$\tau_0$ ——尚未产生相对滑移时的起始剪应力；

$a$  的倒数表示起始剪切刚度  $K_{s0}$ ，而  $b$  的倒数则表示剪应力的极限值，即当  $\Delta u$  很大，而接近剪损时的剪应力。

根据剪切刚度  $K_s$  的定义，于是有

$$K_s = \frac{\partial \tau}{\partial(\Delta u)} = \frac{a}{(a + b\Delta u)^2} = \frac{(1 - b\tau)}{a} \quad (5-96)$$

参数  $a$ 、 $b$  与土的种类、法向应力  $\sigma$  和接触面性质有关。例如：对于上海地区有代表性的土，从图 5-38b，可以得到，如表 5-2 所示。

表 5-2 上海土确定剪切刚度的参数  $a$  和  $b$

$\sigma_n / \text{kPa}$		25	50	75	100	125	150	175	200
混凝土与粘质粉土	a	2.05	1.35	1.37	1.43	1.13	1.00		
	b	6.31	3.00	2.14	1.47	1.25	0.95		
混凝土与淤泥质粘土	a							1.07	1.58
	b							1.87	1.19

#### 5.4.4.4 开挖荷载的计算及时间步长的选取

开挖荷载的计算采用马纳 (Mana) 提出的计算方法，每一阶段开挖荷载的计算公式为

$$\{F\} = \sum_{m=1}^M \int_v [B]^T \{\sigma\} dv \quad (5-97)$$

式中  $M$ ——为某阶段将被挖去的单元数，这些单元与未开挖单元有公共边界；

$[B]$ ——应变矩阵；

$\{\sigma\}$ ——单元应力矢量。

基坑开挖后，土体的自重应力被释放，破坏了初始平衡状态，土体应力重新分布，因此总的应力状态  $\{\sigma\}$  应为前一时刻应力状态  $\{\sigma\}_1$  与开挖时刻产生的应力状态  $\{\sigma\}_2$  之和，即

$$\{\sigma\} = \{\sigma\}_1 + \{\sigma\}_2 \quad (5-98)$$

计算中模拟开挖施工过程，共分若干开挖阶段，每个阶段又分为若干时间步长进行增量分析，计算时刻的增量荷载为

$$\Delta R = \frac{R_i}{T_i} \Delta t \quad (5-99)$$

式中  $R_i$ ——第  $i$  开挖阶段总荷载；

$T_i$ ——第  $i$  开挖阶段施工时间；

$\Delta t$ ——计算时间步长。

时间步长的选取除了要考虑施工进度外（由于基坑施工时支撑或锚杆制作、养护等需要一定的时间），还要考虑代数方程的求解精度和计算的收敛性和稳定性，故可根据南京水利科学研究院沈珠江的建议用下式确定时段的下限：

$$\Delta t > \frac{\Delta L^2}{4C_v}$$

式中  $\Delta L$ ——单元的平均尺寸；

$C_v$ ——土的固结系数。

从差分理论可知，为保证收敛性和稳定性，计算时段的选择不宜过长；另一方面，由于上海地区的土质属软粘土，基坑坑侧土体存在着固结沉降，且坑底和坑侧也存在着渗透压力，根据这一限制，中心差分格式的时段长不能超过下式的规定：

$$\Delta t \leq \frac{\Delta L^2}{C_v}$$

故时步选择应满足以下的条件：

$$\frac{\Delta L^2}{4C_v} < \Delta t \leq \frac{\Delta L^2}{C_v}$$

#### 5.4.4.5 加卸载准则

可采用先期固结压力作为判断加卸载的准则。剑桥模型中所使用的先期固结压力  $P_r$  与通常的先期固结压力有所不同，在此模型中  $P_r$  是先期固结压力  $P'_o$  的最大值，可参照下式计算  $P'_o$ ：

$$P'_o = \frac{1+\eta^2}{M^2} (P' + P_r) - P_r \quad (5-100)$$

式中， $\eta = \frac{q}{P}$ ， $P' = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3}$ ， $P_r$  为  $P'$  轴上的截距。

在运算分析过程中， $P_r$  是不断变更的。每当计算出的  $P'_o$  超过了当前的  $P_r$  值，则在下一步的分析时  $P_r$  就增大到与  $P'_o$  相等。

当单元中的  $P'_o$  小于  $P_r$ ，则认为卸载，对此单元只计算弹性应变，当  $P'_o$  大于  $P_r$ ，认为加载，对此单元要计算弹性和塑性应变。

#### 5.4.5 实例

上海外滩京城大厦地处上海黄浦区，基坑平面尺寸为 200m×110m，基坑深度 12.1m，围护采用厚 800mm 深 24m 的地下连续墙，钢筋混凝土支撑。支撑间距 9m。第一道支撑顶面标高为-0.95m，第二道顶标高-5.55m，第三道顶面标高为-8.05m，这两道支撑的做法，采用一道主支撑分叉支承到第二道和第三道围圈上，见图 5-39。

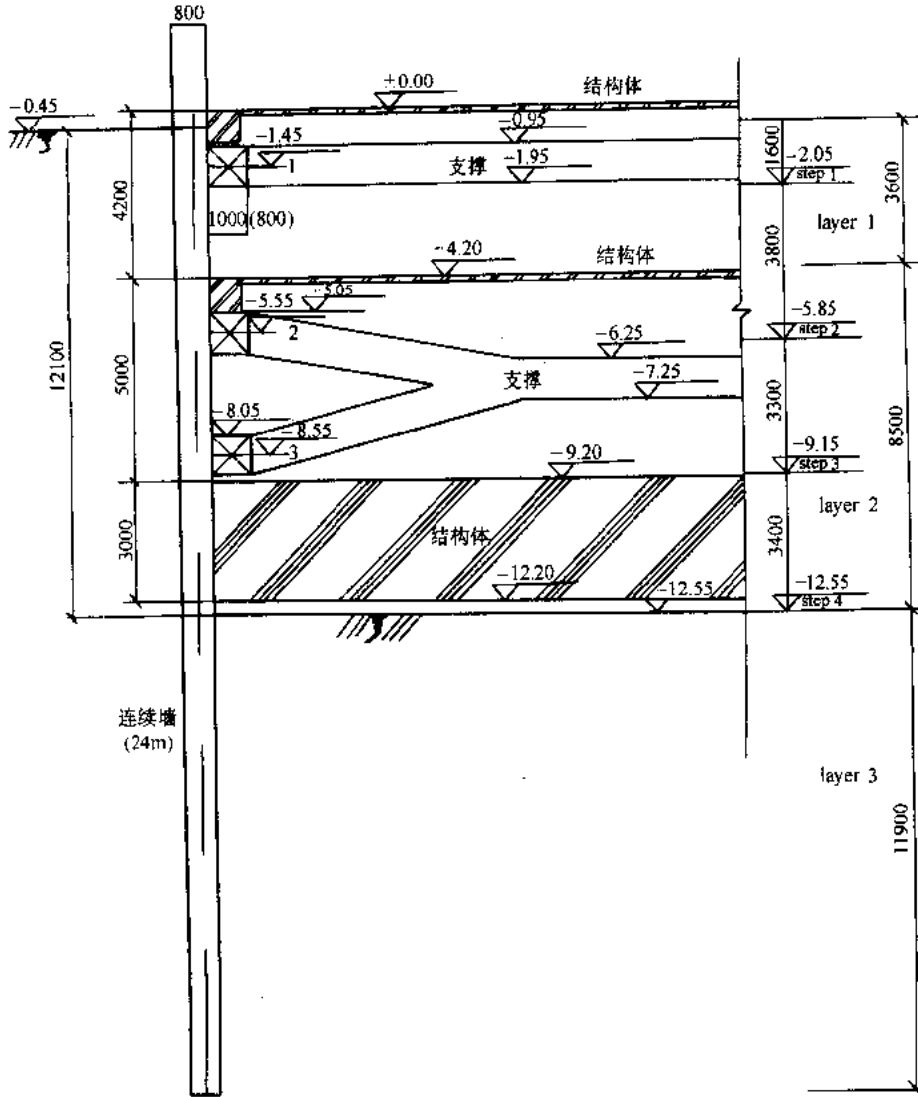


图 5-39 外滩京城大厦基坑开挖剖面图

该工程的土层情况及各土层的性质、参数如表 5-3 所示。地下水位在地面以下 1m。

表 5-3 土层及计算参数表

土层名称	埋深	$\gamma$	$E_s$	$\mu$	$K_h$	$K_v$	$M$	$\lambda$	$K$	$Pr$	$K_0$	$e_0$
	m	kN/m <sup>3</sup>	MPa		10 <sup>-7</sup> cm/s	cm/s				kN/m <sup>2</sup>		
褐黄色粉质粘土	2.8	18.7	3.11	0.30	2.16	1.53	0.971	0.0439	0.0044	0.632	0.33	0.959
灰色淤泥质粉质粘土	8.5	17.8	2.73	0.25	5.91	2.40	0.971	0.0196	0.002	0.550	0.31	1.165
灰色淤泥质粘土	15.5	16.9	1.91	0.42	5.08	2.22	0.325	0.118	0.012	0.492	0.46	1.433
灰色粘土	23.5	17.8	3.01	0.35	1.64	0.54	0.25	0.081	0.008	2.31	0.53	1.141
灰色粉质粘土	40.0	18.2	4.56	0.35	2.01	0.32	0.419	0.0438	0.004	1.30	0.33	0.995

解：按考虑土的弹塑性性质的软粘土地基，编制基坑开挖分析的有限元程序，程序框图如图 5-40 所示。

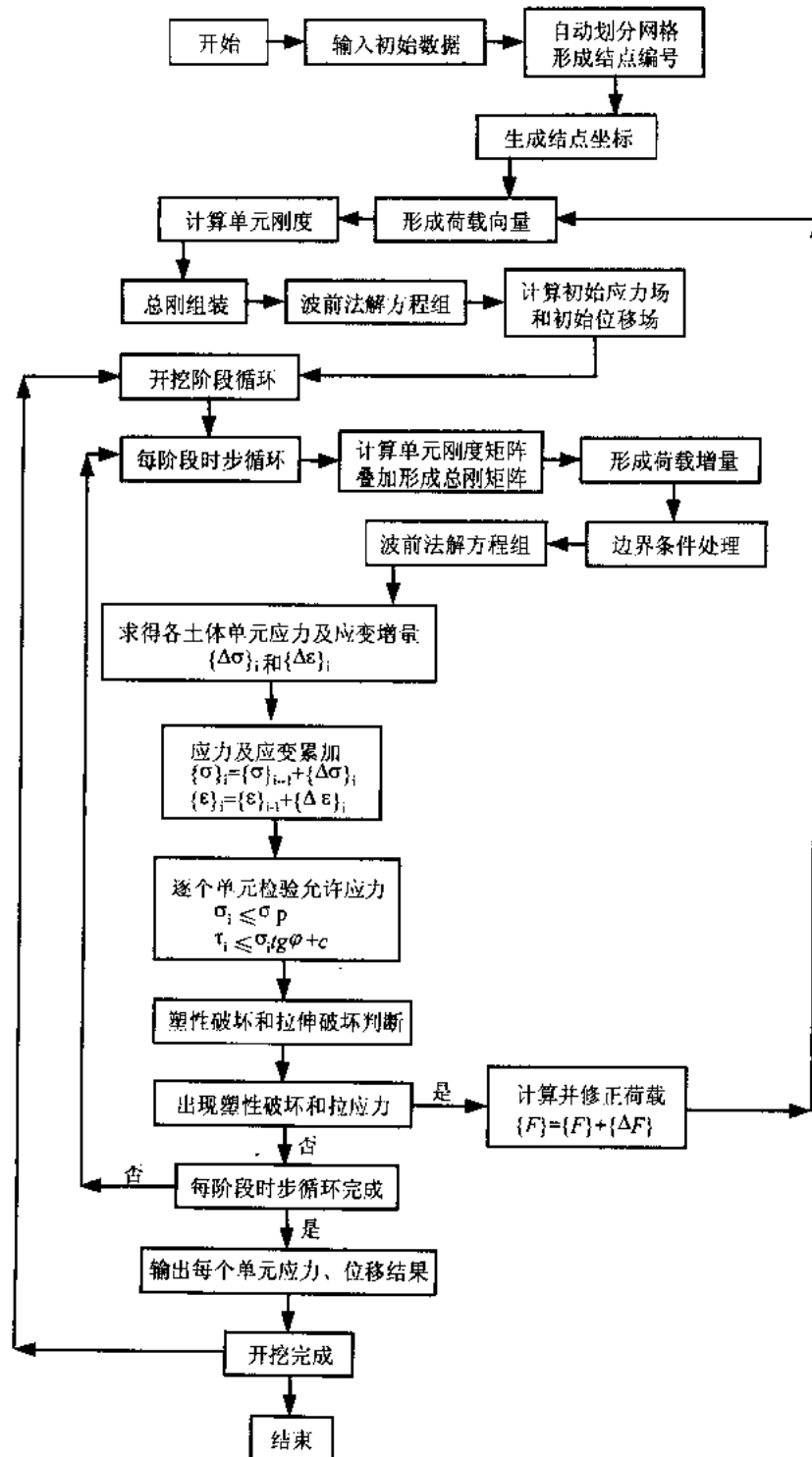


图 5-40 程序框图

程序具有如下主要功能：

- 1) 模拟基坑的开挖、施工间歇以及荷载的逐步施加；
- 2) 模拟土的弹塑性应力应变关系以及土的成层性、各向异性；
- 3) 土与支撑围护系统的共同作用；
- 4) 能模拟任何几何形状的开挖及多种形式的支撑；
- 5) 采用高斯求积法和波前法进行数值积分和求解方程组。

开挖过程如表 5-4 所示。三种施工工况的开挖深度分别为 5.65m、8.65m 和 12.10m。现将水平位移的计算结果与实测值，按三种工况分别绘于图 5-41 中。

表 5-4 开挖过程表

施工工况	开挖厚度/m	基坑深度/m	支撑情况	开挖时间/天	计算时步/天
一	5.6	5.65	一道支撑	16	4
二	3.0	8.65	二道支撑	18	5
三	3.45	12.1	三道支撑	8	3

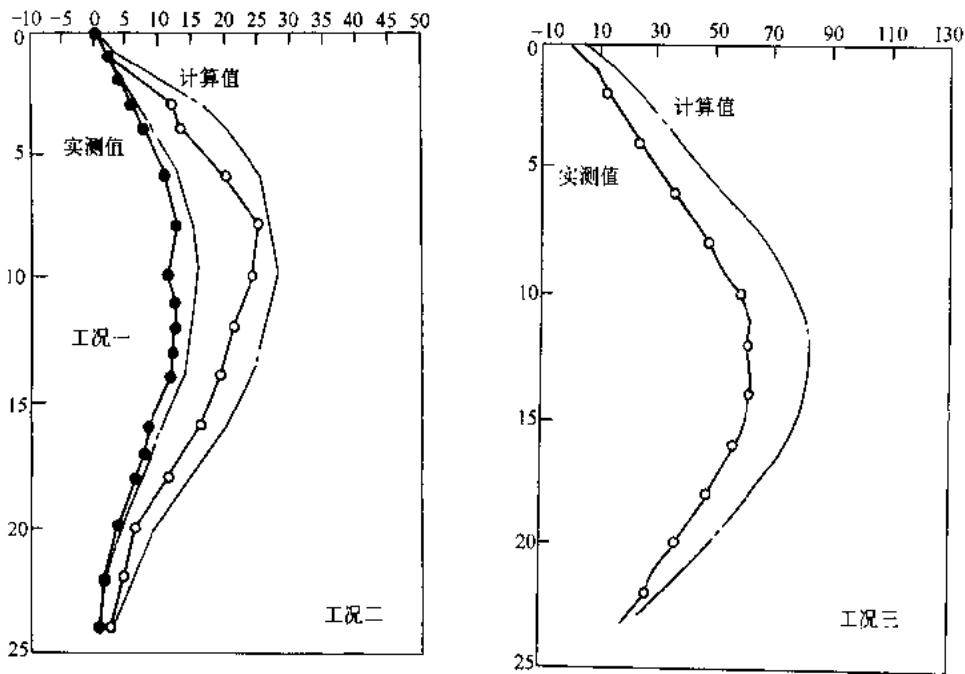


图 5-41 各开挖阶段基坑水平位移计算值与实测比较图

## 5.5 支护结构的稳定性验算

在基坑开挖时，由于坑内上体挖出后，使地基的应力场和变形场发生变化，可能导致地基的失稳，例如地基的滑坡、坑底隆起及涌砂等。所以在进行支护设计（包括排桩支护



与地下连续墙支护等)时,需要验算基坑稳定性,必要时应采取必要的加强防范措施,使地基的稳定性具有一定的安全度。

由于设计或施工不当,基坑会失去稳定而破坏,这种破坏可能是缓慢地发生,也可能是突然地发生。有的有明显的触发因素,诸如振动、暴雨、外荷或其它的人为因素;有的却没有这些触发因素,则主要是由于设计时安全度不够或施工不当造成的。

在放坡开挖的基坑中,边坡失稳主要由于土方开挖引起基坑内外压力差(包括水位差)。边坡的整体稳定性验算通常采用圆弧滑动法(如条分法)进行稳定性分析计算。

有支护的基坑的整体稳定分析,同样采用圆弧滑动法进行验算。分析中所需地质资料要能反映基坑顶面以下至少 2~3 倍基坑开挖深度的工程地质和水文地质条件。采用圆弧滑动法验算支护结构和地基的整体抗滑动稳定性时,应注意支护结构一般有内支撑或外侧的锚拉结构,墙面垂直的特点,不同于边坡稳定验算的圆弧滑动,滑动面的圆心一般在挡墙上方,靠坑内侧附近。通过试算确定最危险的滑动面和最小安全系数。考虑内支撑作用时,通常不会发生整体稳定破坏。因此,对只设一道支撑的支护结构,需验算整体滑动,对设置多道内支撑时可不作验算。

地下墙在基坑底面以下的墙体部分称为插入深度,也称为入土深度。为确定墙体的插入深度,需要考虑基坑底地基的稳定性要求和抗渗要求。

## 5.5.1 基坑的抗隆起稳定验算

### 5.5.1.1 太沙基—泼克的方法

太沙基研究了坑底的稳定条件。设粘土的内摩擦角  $\varphi=0$ ,滑动面为圆筒面与平面组成,如图 5-42 所示。太沙基认为,对于基坑底部的水平断面来说,基坑两侧的土就如作用在该断面上的均布超载。这个超载有趋向使无超载的坑底发生隆起的现象。当考虑  $dd_1$  面上的凝聚力  $c$  后,  $c_1d_1$  面上的全荷载  $P$  为

$$P = \frac{B}{\sqrt{2}} \gamma H - cH \quad (5-101)$$

式中  $\gamma$  ——土的湿容重;  
 $\beta$  ——基坑宽度;  
 $c$  ——土的内聚力;  
 $H$  ——基坑开挖深度。

其荷载强度  $p_v$  为

$$p_v = \gamma H - \frac{\sqrt{2}cH}{B} \quad (5-102)$$

太沙基认为,若荷载强度超过地基的极限承载力就会产生基坑隆起。以粘聚力  $c$  表达的粘土地基极限承载力  $q_d$  为

$$q_d = 5.7c \quad (5-103)$$

则抗隆起的安全系数  $K$  为

$$K = \frac{q_d}{p_v} = \frac{5.7c}{\gamma H - \frac{\sqrt{2}cH}{B}} \quad (5-104)$$

太沙基建议  $K$  不少于 1.5。

太沙基和泼克的方法适用于一般的基坑开挖工程。这种方法没有考虑刚度很大且有一定的插入深度的地下墙对于抗隆起的有效作用。

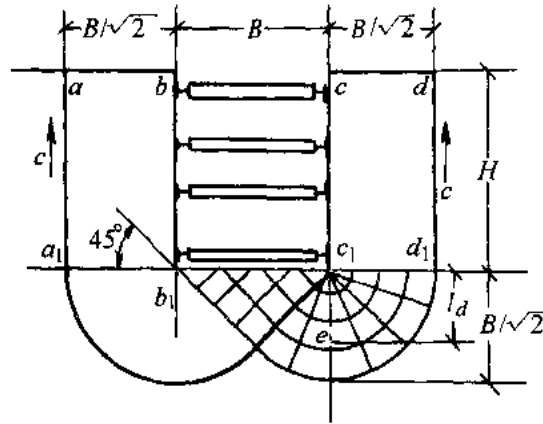


图 5-42 抗隆起计算的 Terzaghi-peck 法

### 5.5.1.2 柯克 (Caquot) 和克里泽尔 (Kerisel) 方法

如果基坑挡墙的插入深度不够，即使在无水的情况下，基坑底面也会有隆起的危险。这种隆起现象如图 5-43 所示。坑底通过沿着象图中的  $ACB$  那样的曲线滑动，造成抬高现象。设以墙底的水平面为基准面，非开挖侧  $A$  点上的竖向应力为

$$q_1 = \gamma H$$

在开挖侧的竖向应力为

$$q_2 = \gamma D$$

根据滑动线理论，可推导出

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

即

$$D = \frac{H}{K_p e^{\pi \tan \varphi}} \quad (5-105)$$

式中  $H$ ——挡墙全高；

$K_p$ ——被动土压力系数，即  $K_p = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$ ；

$\gamma$ ——土的容重；

$\varphi$ ——土的内摩擦角；

$D$ ——墙体入土深度。

由式 (5-105) 可见，当内摩擦角很大时，所需插入深度便很小。根据太沙基分析，当

$\varphi=30^\circ$  时，若插入深度为零，则相应安全系数为 8。

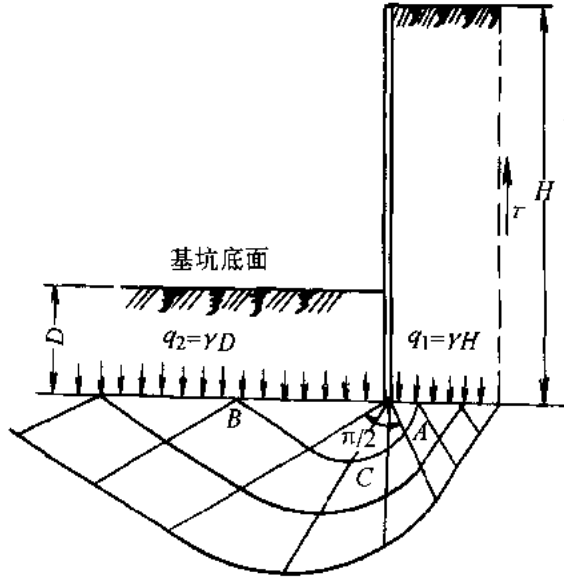


图 5-43 基坑底面抗隆起计算示意图

实际上 A 点的竖向应力小于  $\gamma H$ ，因为当塑流大量发生时，墙背必定有一条土带在下沉，这种位移将受到摩擦力  $\tau$  的阻碍。

### 5.5.1.3 同时考虑 C、 $\varphi$ 的抗隆起计算法

在许多抗隆起稳定性的计算公式中，验算抗隆起安全系数时，仅仅给出了纯粘土 ( $\varphi=0$ ) 或纯砂土 ( $C=0$ ) 的公式，很少同时考虑 C、 $\varphi$ 。显然对于一般的粘性土，在土体抗剪强度中应包括 c 和  $\varphi$  的因素。同济大学汪炳鉴等参照普朗特 (Prandtl) 及太沙基 (Terzaghi) 的地基承载力公式，并将墙底面的平面作为求极限承载力的基准面，其滑动线形状如图 5-44 所示，建议采用下式进行抗隆起稳定性验算，以求得墙体的插入深度：

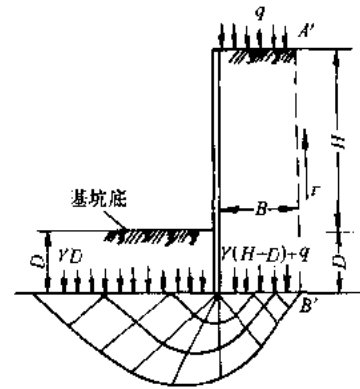


图 5-44 同时考虑 C、 $\varphi$  的抗隆起计算示意图

$$K_L = \frac{\gamma_2 D N_q + c N_c}{\gamma_1 (H + D) + q} \quad (5-106)$$

式中  $D$ ——墙体插入深度；

$H$ ——基坑开挖深度；

$q$ ——地面超载；

$\gamma_1$ ——坑外地表至墙底，各土层天然重度的加权平均值；

$\gamma_2$ ——坑内开挖面以下至墙底，各土层天然重度的加权平均值；

$N_q$ 、 $N_c$ ——地基极限承载力的计算系数。  
用普朗特公式， $N_q$ 、 $N_c$ 分别为

$$\left. \begin{aligned} N_{qp} &= \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi \tan \varphi} \\ N_{cp} &= (N_{qp} - 1) \frac{1}{\tan \varphi} \end{aligned} \right\} \quad (5-107)$$

如用太沙基公式则为

$$\left. \begin{aligned} N_{qT} &= \frac{1}{2} \left[ \frac{e^{\left( \frac{3}{4} \pi - \frac{\varphi}{2} \right) \tan \varphi}}{\cos \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)} \right]^2 \\ N_{cT} &= (N_{qT} - 1) \frac{1}{\tan \varphi} \end{aligned} \right\} \quad (5-108)$$

用本法验算抗隆起安全系数时，由于图 5-44 中的  $A' B'$  面上的抗剪强度抵抗隆起作用没有考虑，故安全系数  $K_L$  可取得低一些。一般可采用  $K_L \geq 1.2 \sim 1.3$ 。

式中 (5-106) 的分子部分没有考虑太沙基极限承载力公式中的  $\gamma B N_c / 2$ ，这里由于  $B$  的宽度确定是十分困难的，不考虑这部分时公式比较简单，而且偏于安全。

现将几种不同  $c$ 、 $\varphi$  条件时的  $D/H - K_L$  曲线绘于图 5-45 上，可以看出：

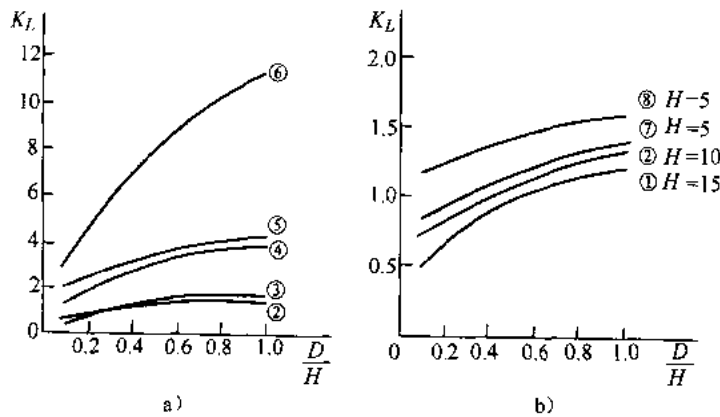


图 5-45 同时考虑  $c$ 、 $\varphi$  时的  $K_L - D/H$  图

a) 不同土质条件时的  $K_L - D/H$  曲线 (开挖深度均为 10m)    b) 相同土质条件，不同开挖深度的  $K_L - D/H$  曲线

图中的土质条件：

- |         |  |
|---------|--|
| ①、②、⑦、⑧ | $c=13\text{kPa}$ ， $\varphi=8^\circ$ ， $\gamma=17.6\text{kN/m}^3$  |
| ③       | $c=10\text{kPa}$ ， $\varphi=10^\circ$ ， $\gamma=17.8\text{kN/m}^3$ |
| ④       | $c=12\text{kPa}$ ， $\varphi=15^\circ$ ， $\gamma=18.0\text{kN/m}^3$ |
| ⑤       | $c=16\text{kPa}$ ， $\varphi=20^\circ$ ， $\gamma=18.0\text{kN/m}^3$ |
| ⑥       | $c=5\text{kPa}$ ， $\varphi=30^\circ$ ， $\gamma=18.0\text{kN/m}^3$  |

1) 对于同一种土质条件, 若采用相同的抗隆起安全系数  $K_L$  值时, 则随开挖深度的增加, 所需  $D/H$  值愈大;

2) 开挖深度相同, 且  $D/H$  比值相同时, 则土质愈差, 安全系数  $K_L$  值将愈小。这样的结论是合理的。因此, 这种验算抗隆起方法基本上适用于各类土质条件。

#### 5.5.1.4 上海基坑规程推荐的抗隆起稳定性计算公式

假定滑动面通过墙底, 并以最下道支撑或锚定点作为转动中心, 按下式验算基坑底部土体的抗隆起稳定性 (如图 5-46):

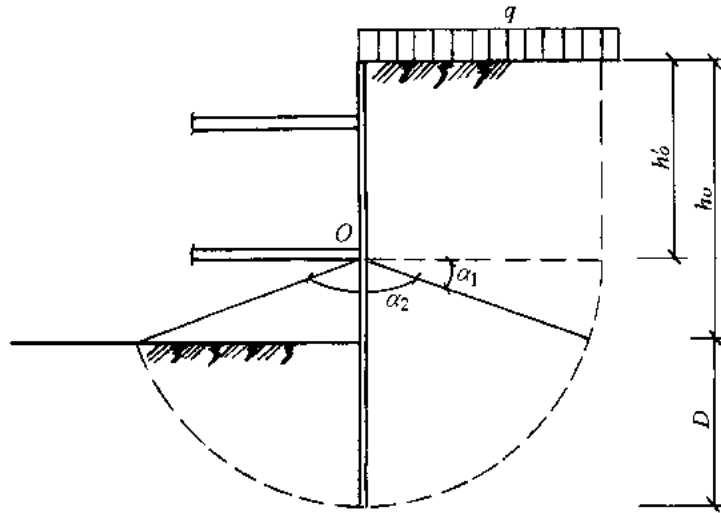


图 5-46 基坑抗隆起计算示意图

$$K_L = \frac{M_{RL}}{M_{SL}} \quad (5-109)$$

式中  $M_{RL}$ ——抗隆起力矩,  $M_{RL} = R_1 K_a \tan \varphi + R_2 \tan \varphi + R_3 c$

$$R_1 = D \left( \frac{\gamma h_0^2}{2} + q h_0 \right) + \frac{1}{2} D^2 q_f (\alpha_2 - \alpha_1 + \sin \alpha_2 \cos \alpha_2 -$$

$$\sin \alpha_1 \cos \alpha_1) - \frac{1}{3} \gamma D^3 (\cos^3 \alpha_2 - \cos^3 \alpha_1)$$

$$R_2 = \frac{1}{2} D^2 q_f + \left[ \alpha_2 - \alpha_1 - \frac{1}{2} (\sin 2\alpha_2 - \sin 2\alpha_1) \right] - \frac{1}{3} \gamma D^3$$

$$\left[ \sin^2 \alpha_2 \cos \alpha_2 - \sin^2 \alpha_1 \cos \alpha_1 + 2(\cos \alpha_2 - \cos \alpha_1) \right]$$

$$R_3 = h_0 D + (\alpha_2 - \alpha_1) D^2$$

$$q_f = \gamma h'_0 + q$$

$\gamma$ ——围护墙底以上地基土各土层天然重度的加权平均值；

$D$ ——围护墙的插入深度；

$$K_a \text{——主动土压力系数, } K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right);$$

c、 $\varphi$ ——滑裂面上土的粘聚力和内摩擦角的加权平均值；

$h_0$ ——基坑开挖深度；

$h'_0$ ——最下一道支撑距地面的深度；

$\alpha_1$ ——最下一道支撑面与基坑开挖面间的水平夹角 (rad)；

$\alpha_2$ ——以最下一道支撑点为圆心的滑裂面圆心角 (rad)；

$q$ ——坑外地面超载；

$$M_{sl} \text{——隆起力矩, } M_{sl} = \frac{1}{2}(\gamma h'_0 + q)D^2;$$

$K_L$ ——抗隆起稳定安全系数，一般可取 1.7~2.5，根据基坑深度及其重要性决定。

## 5.5.2 基坑的抗渗流稳定性验算

### 5.5.2.1 抗管涌稳定性验算

在含水饱和的土层中进行深基坑开挖时，随时都要考虑水压力的存在，为确保基坑稳定，有必要验算在渗流情况下是否存在发生管涌（流砂）现象的可能性。当地下水从基坑底面以下向基坑底面以上流动时，砂土地基中的砂土颗粒就会受到渗透压力引起的浮托力，一旦出现过大的渗透压力，砂土颗粒就会在流动的水中呈悬浮状态，从而发生管涌现象。

如图 5-47 所示的基坑，作用在管涌范围  $B$  上的全部渗透压力  $J$  为

$$J = \gamma_w h B \quad (5-110)$$

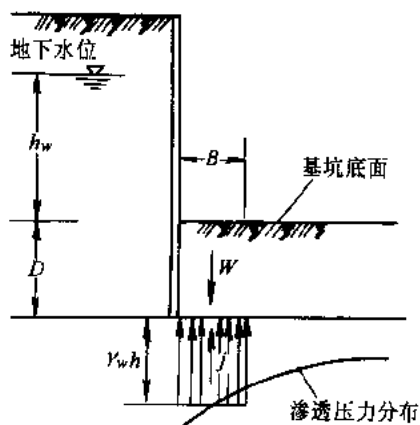


图 5-47 管涌验算示意图之一

式中  $h$ ——在  $B$  范围内从墙底到基坑底面的水头损失，一般可取  $h \approx h_w/2$ ；

$\gamma_w$ ——水的容重；

$B$ ——流砂发生的范围，根据试验结果，首先发生在离坑壁大约等于挡墙插入深度的一半范围内，即  $B \approx D/2$

抵抗渗透压力的上体水中重量  $W$  为

$$W = \gamma DB \quad (5-111)$$

式中  $\gamma'$  ——土的浮容重；

$D$ ——地下墙的插入深度。

若满足  $W > J$  的条件，则管涌就不会发生，即必须满足下列条件：

$$K_s = \frac{\gamma D}{\gamma_w h} = \frac{2\gamma D}{\gamma_w h_w} \quad (5-112)$$

式中  $K_s$ ——抗管涌的安全系数，一般取  $K_s \geq 1.5$ 。

此外，由于基坑挡墙作为临时挡土结构，为简化计算，可近似取最短流线（图 5-48），即紧贴地下墙的流线来求最大渗流力：

$$j = i\gamma_w = \frac{h_w}{L}\gamma_w$$

$$i = \frac{h_w}{L}$$

$$L = \Sigma L_h + m \Sigma L_v$$

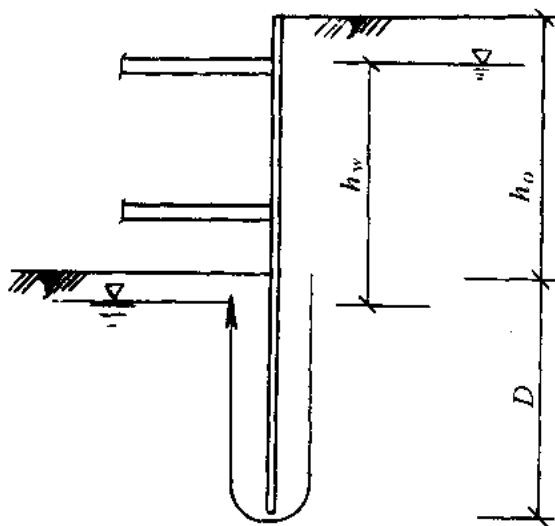


图 5-48 坑底管涌验算示意图之二

式中  $i$ ——坑底土的渗流水力坡度；

$h_w$ ——坑底内外的水头差；

$L$ ——最短渗径流线长度；

$\Sigma L_h$ ——渗流水平段总长度；

$\Sigma L_v$ ——渗流垂直段总长度；

$m$ ——渗径垂直段换算成水平段的换算系数，单排帷幕墙时，取  $m=1.50$ ；多排帷幕墙时，取  $m=2.0$ 。

坑底土体抗渗流或管涌稳定性可按下式计算：

$$K_s = \frac{\gamma'}{j} = \frac{\gamma'}{i\gamma_w} = \frac{i_c\gamma_w}{i\gamma_w} = \frac{i_c}{i} \quad (5-113)$$

式中  $i_c$ ——坑底土体的临界水力坡度。

$$i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{G_s - 1}{1 + e}$$

$G_s$ ——土的颗粒密度；

$e$ ——土的孔隙比；

$K_s$ ——抗渗流或抗管涌稳定性安全系数，取  $1.5 \sim 2.0$ 。坑底土为砂性土、砂质粉土或粘性土与粉性土中有明显薄层粉砂夹层时取大值。

### 5.5.2.2 抗承压水头稳定性验算

在不透水的粘土层下，有一层承压含水层，或者含水层中虽然不是承压水，但由于土方开挖形成的基坑内外水头差，使基坑内侧含水层中的水压力大于静水压力，如图 5-49 所示。可按下式验算基坑底部土的抗承压水的稳定性：

$$K_y = \frac{P_{cz}}{P_{wy}} \quad (5-114)$$

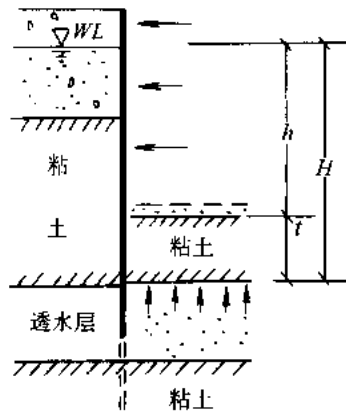


图 5-49 承压水引起的隆起

式中  $P_{cz}$ ——基坑开挖面以下至承压水层顶板间复盖上的自重压力；

$P_{wy}$ ——承压水层的水头压力；

$K_y$ ——抗承压水头的稳定性安全系数，取  $1.05$ 。

### 5.5.3 实例

上海南洋广场主楼基坑开挖深度  $15.70\text{m}$ ，采用地下连续墙围护结构，厚  $1.0\text{m}$ ，深  $30.5\text{m}$ 。竖向设置三道现浇钢筋混凝土水平支撑和围囿体系，支护结构断面及土层资料如图 5-50 所



示。试验算基坑的稳定性。

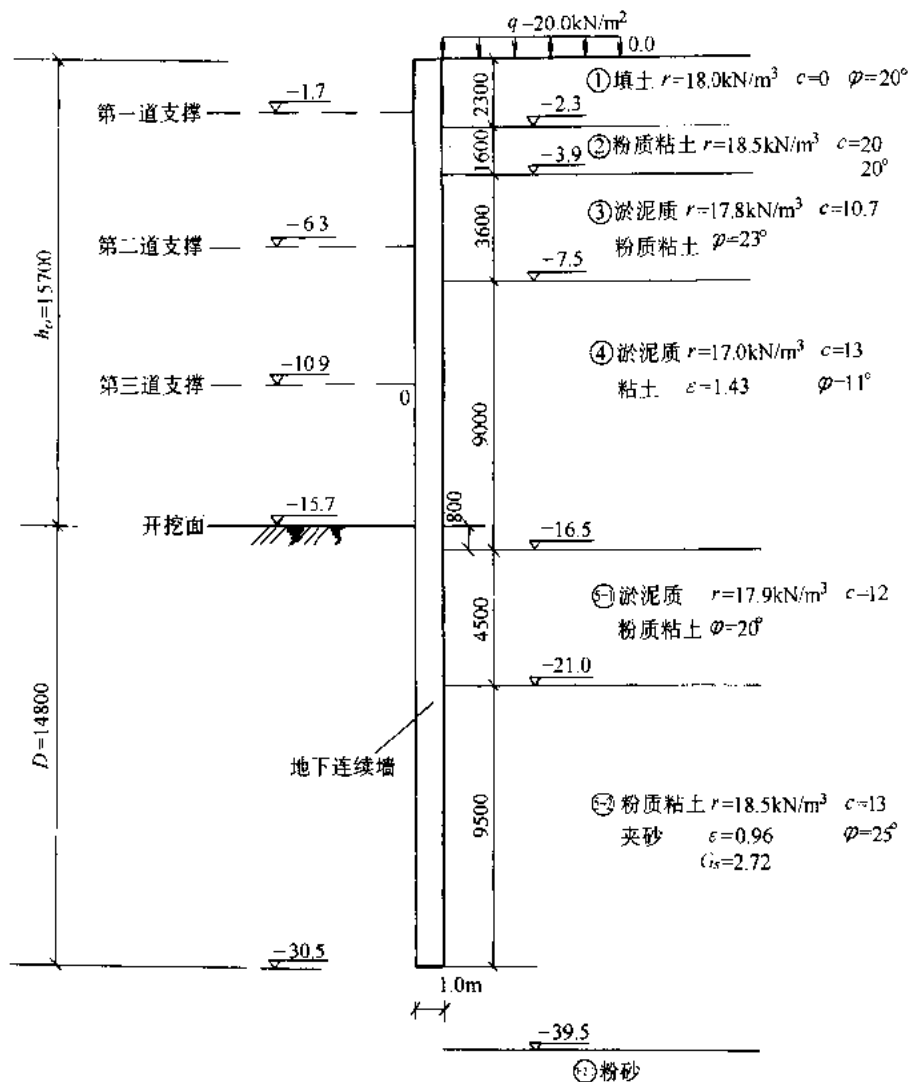


图 5-50 南洋广场地下连续墙断面及土层资料

解:

### 1. 基坑底部土体的抗隆起稳定性验算

#### 1) 按同时考虑 $C$ 、 $\varphi$ 的抗隆起计算法

$$K_L = \frac{\gamma_2 DN_q + cN_c}{\gamma_1(H + D) + q}$$

式中,  $\gamma_1 = 17.58 \text{ kN/m}^3$ ,  $\gamma_2 = 18.24 \text{ kN/m}^3$ ,  $H = 15.7 \text{ m}$ ,  $D = 14.8 \text{ m}$ ,  $q = 20 \text{ kN/m}^2$ ,  
 $c = 13 \text{ kN/m}^2$ ,  $\varphi = 26^\circ$ ,  $N_q = 11.851$ ,  $N_c = 22.249$ 。

代入上式计算得  $K_L = 6.18 > 2.5$

#### 2) 按“上海基坑工程设计规程”抗隆起稳定性计算公式进行验算, 如图 5-51 所示。

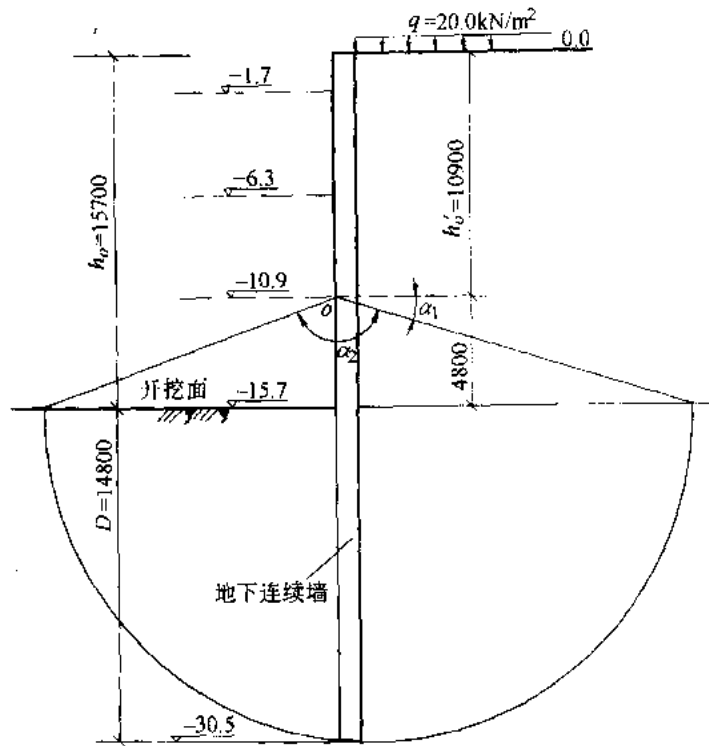


图 5-51 南洋广场坑底隆起验算

按式 (5-118)

$$K_L = \frac{M_{RL}}{M_{SL}}$$

代入:  $\gamma=17.85\text{kN/m}^3$ ,  $q=20\text{kN/m}^2$ ,  $h_0=15.7\text{m}$ ,  $h'_0=10.9\text{m}$ ,  $D=14.8\text{m}$ ,  
 $\alpha_1=0.2474$  (rad),  $\alpha_2=2.647$  (rad),  $c=11.968\text{kN/m}^2$ ,  $\varphi=19.567^\circ$ ,  
 $q_f=214.565\text{kN/m}^2$ ,  $K_s=0.498$ ,  $\tan\varphi=0.355$ .

计算得:  $R_1=108920.533$ ,  $R_2=148088.162$ ,  $R_3=757968$ ,  $M_{RL}=80898.724\text{kN}\cdot\text{m}$ ,  
 $M_{SL}=23499.159\text{kN}\cdot\text{m}$ ,  $K_L=3.44>2.5$

2. 抗渗流 (或管涌) 稳定性验算

$$K_s = \frac{i_c}{i}$$

$$i_c = \frac{G_s - 1}{1 + e} = \frac{2.72 - 1}{1 + 1.43} = 0.71$$

$i = \frac{h_w}{L}$ , 取坑外地下水位在地表下 0.5m, 坑内降水水位在坑底以下 1.0m, 则

$$h_w = 16.2\text{m}$$

$$L = \sum L_h + m \sum L_v = [1.0 + 1.5(30 + 13.8)]\text{m} = 66.7\text{m}$$

$$i = \frac{h_w}{L} = \frac{16.2}{66.7} = 0.243$$

$$K_s = \frac{0.71}{0.243} = 2.92 > 2.0$$

### 5.6 地下连续墙的施工

地下连续墙的施工大体上需要经过六个环节的工艺过程，即导墙、成槽、放接头管、吊放钢筋笼、浇灌水下混凝土及拔接头管成墙等，如图 5-52 所示。

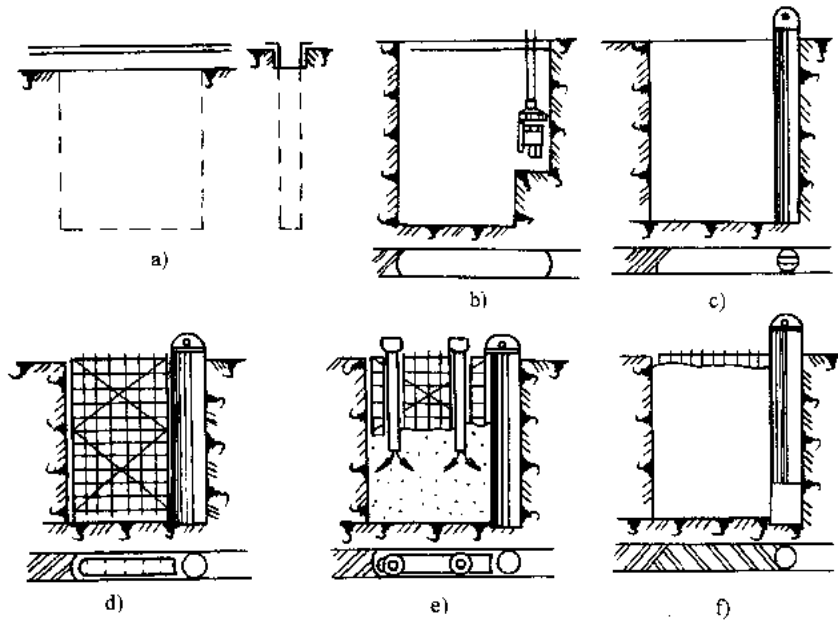


图 5-52 地下连续墙施工顺序

- a) 挖导沟、筑导墙 b) 挖槽 c) 吊放接头管 d) 吊放钢筋笼 e) 浇灌水下混凝土 f) 拔出接头管成墙

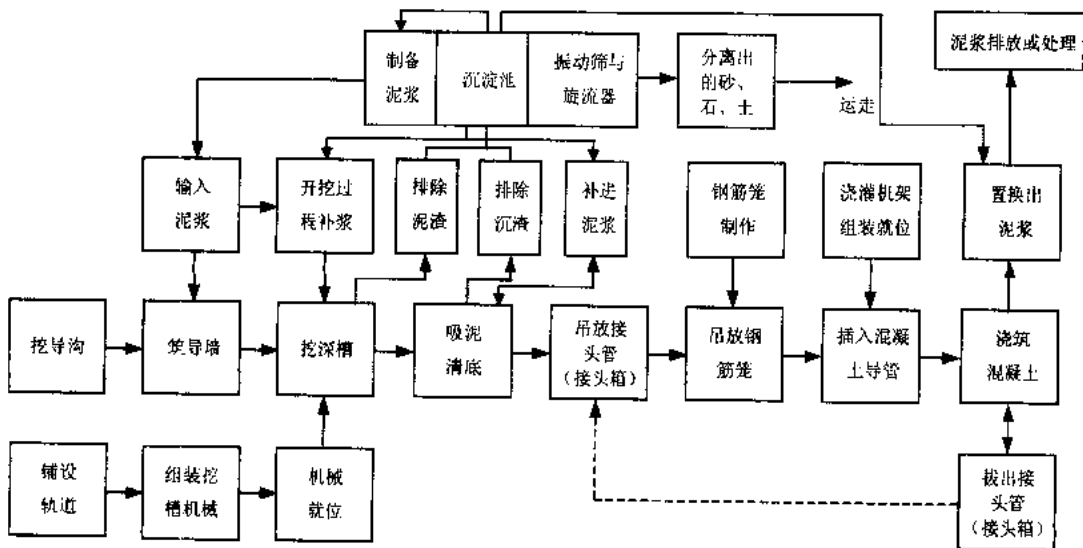


图 5-53 现浇钢筋混凝土壁板式地下连续墙的施工工艺过程

对于现浇钢筋混凝土地下连续墙，其施工工艺过程通常如图 5-53 所示。其中修筑导墙、泥浆制备与处理、深槽挖掘、钢筋笼制备与吊放以及水下混凝土浇筑是地下连续墙施工中的主要工序。

## 5.6.1 地下连续墙的施工机具

### 5.6.1.1 成槽设备

成槽机具设备是地下连续墙施工的主要设备。由于地质条件变化很多，目前还没有能适用于所有地质条件的万能成槽机。因此，根据不同的土质条件和现场情况，选择不同的成槽机是极为重要的。

目前使用的成槽机，按成槽机理可分为抓斗式、回转式和冲击式三种。主要的成槽机的分类可见表 5-5。

表 5-5 主要成槽机分类

分类	操作方式			代表性机种
	成槽装置	挖土操作	升降方式	
抓斗式	蛤式抓斗	机械式 油压式	钢索 钢索 导杆	重力式抓斗 日本振砂 卡萨格兰特
回转式	垂直多轴钻头 水平多轴钻头	反循环式	钢索	BW 型多头钻牙轮钻
冲击式	重锤凿具	正循环反循环	钢索 导杆	自制简易锤

#### 1. 抓斗式成槽机

抓斗式成槽机，以其斗齿切削土体，将土碴收容在斗体内，开斗放出土碴，再返回到挖土位置，重复往返动作，即可完成挖槽作业，这种机械是最简单的成槽机。

图 5-54 为钢索抓斗挖机的挖土过程图，图 5-55 为液压斗的一种，针对钢索式抓斗挖土效率不高的弊端，以液压操纵抓斗，大大提高了抓斗的切土力，从而提高了成槽效率。

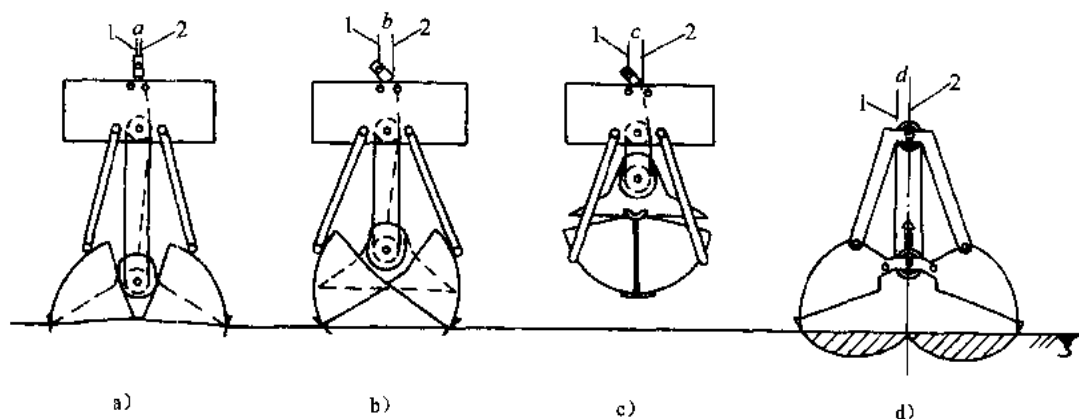


图 5-54 钢索抓斗挖土机的抓土过程图

- a) 放松 1 号 2 号钢索，使抓斗呈下沉张开状 b) 放松 1 号索收紧 2 号索使抓斗呈抓土状  
c) 收紧 1 号、2 号索，使抓斗呈闭合提升状 d) 吃土轨迹

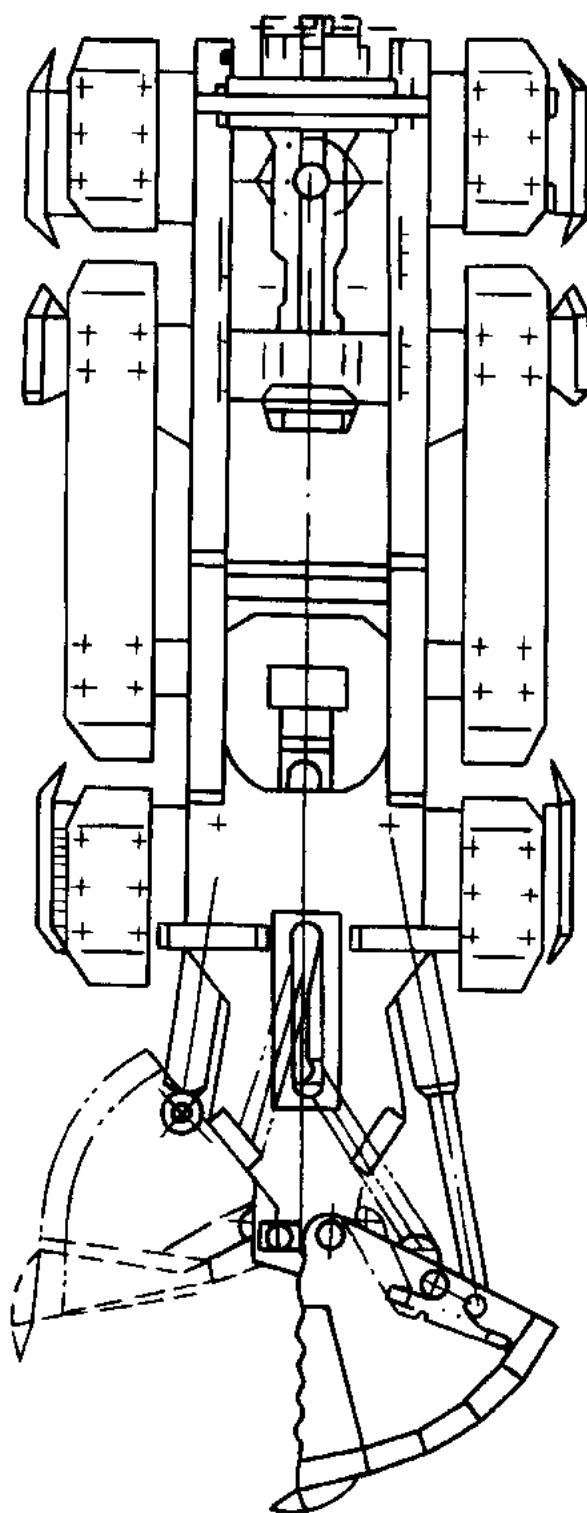


图 5-55 液压抓斗

## 2. 回转式成槽机

以回转的钻头切削土体进行挖掘，钻下的上渣随循环的泥浆排出地面。钻头回转方式

与挖槽面的关系有直挖和平挖两种。按钻头数目来分，有单头钻和多头钻之分，单头钻主要用来钻导孔，多头钻多用来挖槽。

多头钻是由日本公司开发的成槽机械，称为 BW 钻机。我国参考 BW 钻机结合我国国情设计和制造了 SF 型多头钻，如图 5-56 所示。这种多头钻是一种采用动力下放、泥浆反循环排渣、电子测斜纠偏和自动控制钻进成槽的机械，具有一定的先进性。

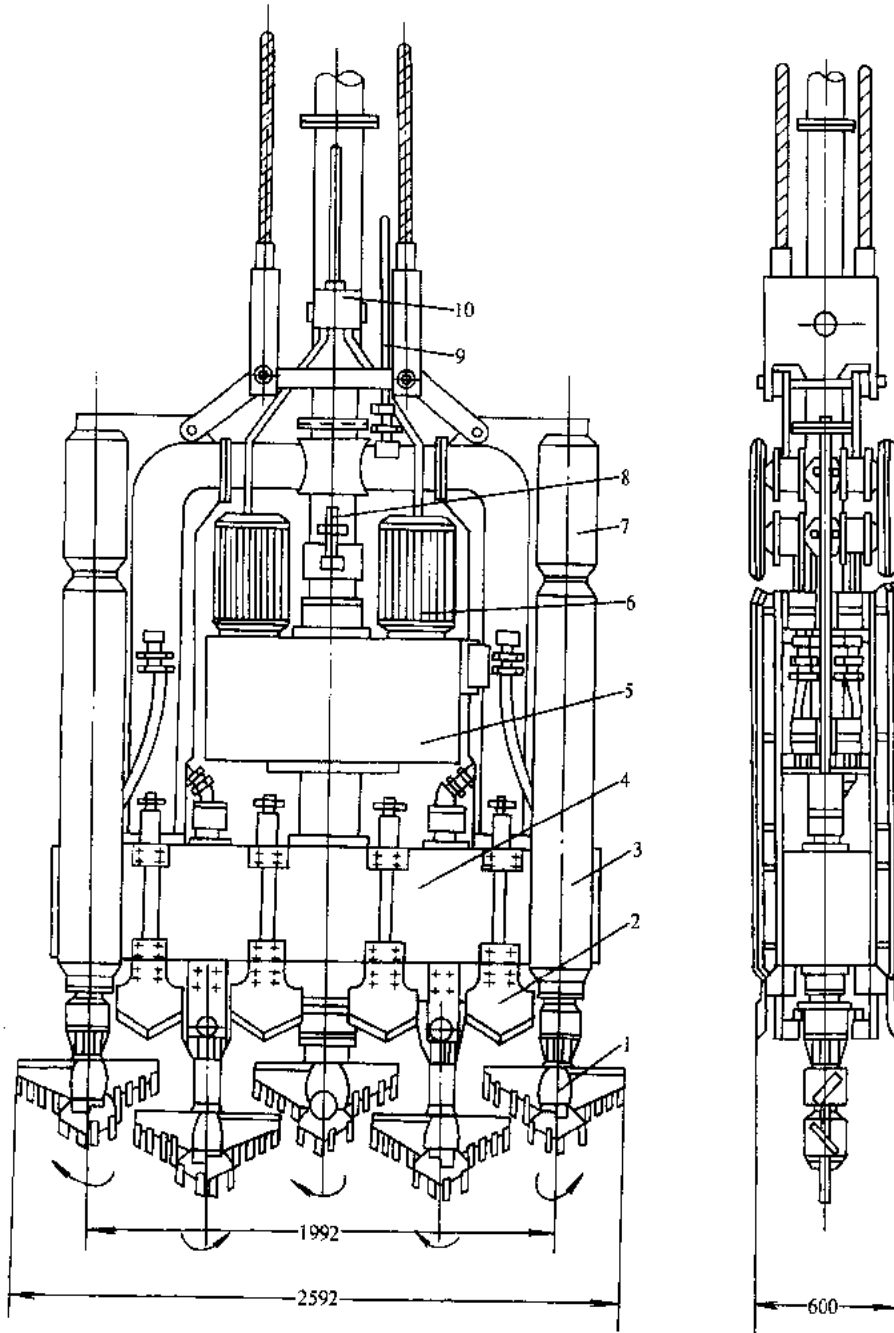


图 5-56 SF 型多头钻的钻头

- 1—钻头 2—侧刀 3—导板 4—齿轮箱 5—减速箱 6—潜水钻机
- 7—纠偏装置 8—高压进气管 9—泥浆管 10—电缆接头

整个机组的构成如图 5-57 所示，技术性能如表 5-6 所示。

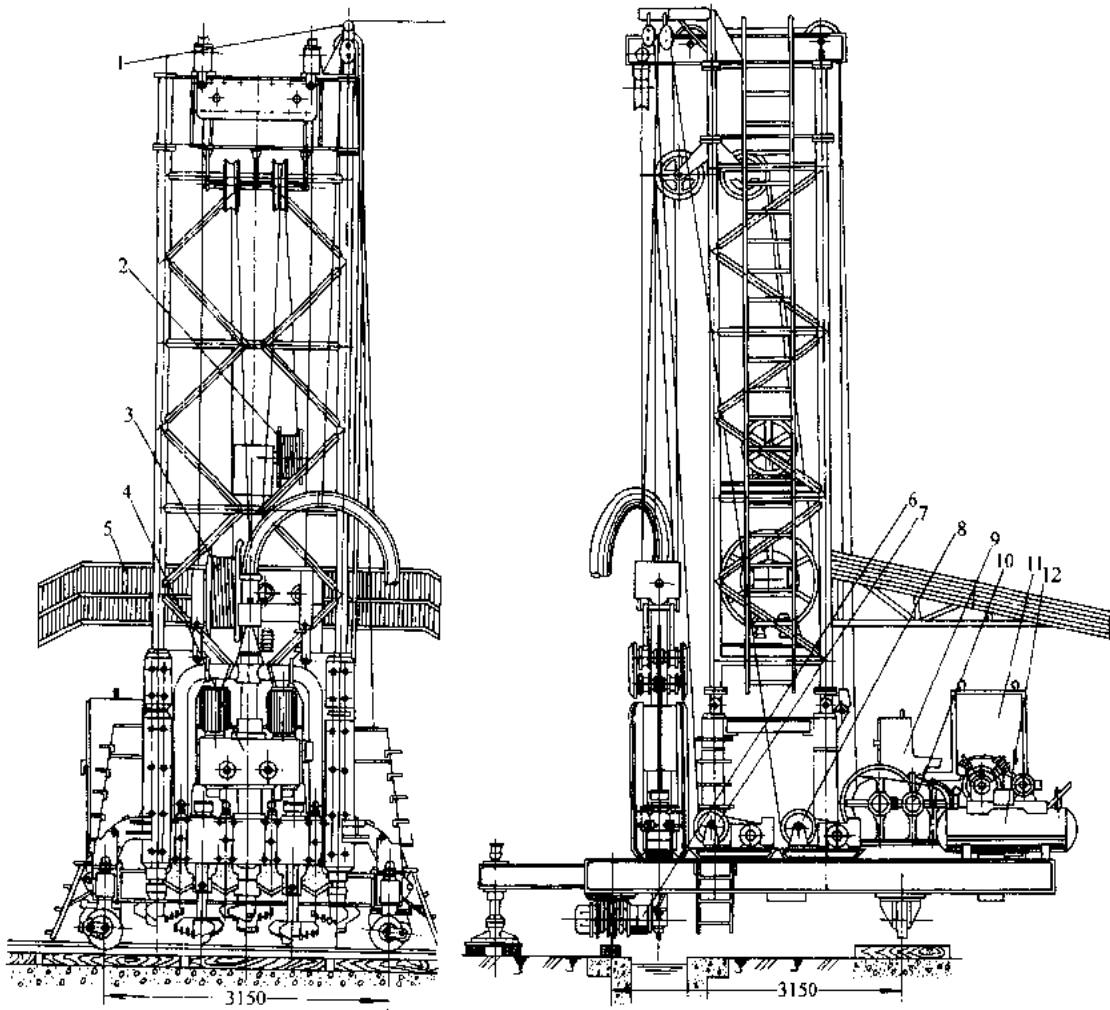


图 5-57 多头钻成槽机

- 1—小台灵起重机 2、3—电缆收线盘 4—多头钻钻头 5—雨篷 6—控制行走用电动机  
7、8—卷扬机 9—操作台 10—卷场机 11—配电箱 12—空气压缩机

回转式成槽机的排土方式一般均为反循环形式，排泥泵为潜水式，功率较高，钻机用钢索吊住，边排泥边下放，泵的能力可以选择，大的可以将卵石、漂石吸出，挖槽的速度是极快的。与其他挖槽机相比，这类机械的机械化程度较高，零部件很多，维修保养要求比较高，要有熟练的技术。

### 3. 冲击式成槽机

冲击式成槽机有各种形状的钻头，通过上下运动或变换运动方向，冲击破碎地基土，借助泥浆循环把土渣带出槽外。

冲击钻机是依靠钻头的冲击力破碎地基土，所以不但对一般土层适用，对卵石、砾石、

岩层等地层亦适用。另外，钻头的上下运动保持垂直，所以挖槽精度亦可保证。

表 5-6 SF 型多头钻的技术性能表

类别	项目	SF-60 型	SF-80 型
钻孔尺寸	外形尺寸/mm	4340×2600×600	4540×2800×800
	钻头个数(个)	5	5
	钻头直径/mm	600	800
	机头重量/kg	9700	10200
成槽能力	成槽宽度/mm	600	800
	一次成槽有效长度/mm	2000	2000
	设计挖掘深度/m	40~60	
	挖掘效率/m/h	8.5~10.0	
机械性能	成槽垂直精度	1/300	
	潜水钻机/kW	4 极 18.5×2	
	传动速比	i=50	
	钻头转速/r/min	30	
	反循环管内径/mm	150	
	输出转矩/N.m	7000	

### 5.6.1.2 泥浆系统

泥浆系统由泥浆制造、泥浆处理、泥浆循环三部分组成，其基本流程如图 5-58 所示。

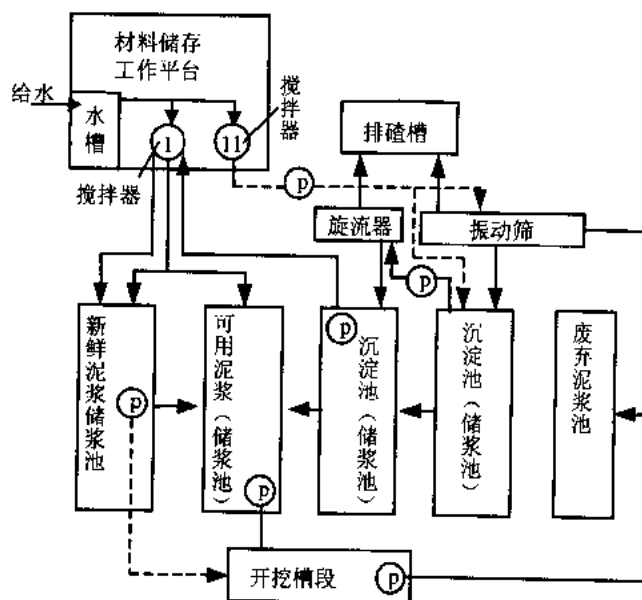


图 5-58 泥浆制作基本流程图

①—泥浆搅拌机 II—化学再生处理搅拌机 P—循环用泵



### 1. 泥浆制备

泥浆制备主要采用泥浆搅拌机。搅拌机按搅拌方法分两种，一是以螺旋浆高速旋转造成快速涡流进行搅拌的“高速旋转式搅拌机”，另一种是利用高压射水的喷射引力吸入膨润土进行搅拌的“喷射式搅拌机”。通常以使用第一种居多。

### 2. 泥浆处理设备

一般情况下，泥浆从沟槽里排出地面之后，在流进沉淀池之前要经过振动筛处理，由振动筛分离出来的土渣和泥浆，最好都能以自然落下的方式进入排渣槽和沉淀池。

### 3. 泥浆循环系统

泥浆循环系统主要由循环泵、循环泥浆贮浆池及排渣设备等组成。

#### 5.6.1.3 混凝土灌注系统

钢筋笼加工及吊放设备。

接头管一般以圆形为主，也有方形或异形接头管（接头箱）。

导管的直径为 200~300mm。为便于拆装应采用快速接头，一般为螺纹连接。

混凝土浇注后需用拔管机将接头管拔出。可用专用液压拔管机或大型吊机、振动拔桩锤等。

## 5.6.2 地下连续墙的施工方法

### 5.6.2.1 导墙施工

导墙在地下连续墙施工时起如下作用：①在成槽时起挡土作用；②用来确定成槽位置与单元槽段划分，还可用作测定成槽精度、标高、水平及垂直等的基准；③用于支承成槽机；④防止泥浆流失及雨水流入槽内等。

导墙的一般形式如图 5-59 所示。

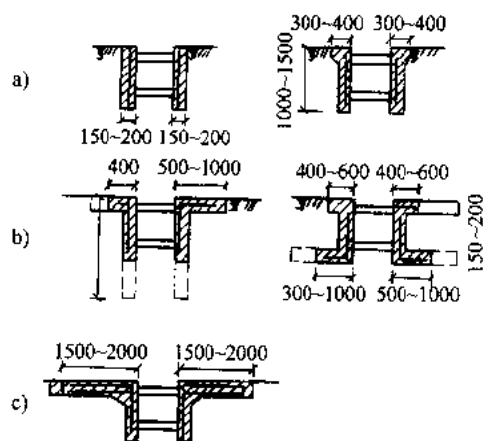


图 5-59 现浇混凝土导墙的断面形式

在确定导墙形式时，应考虑如下因素：

1) 表层土的特性：表层土是密实的还是松散的，是否为回填土，土体的物理性质如何，有无地下障碍物等；

2) 荷载情况：成槽机械的重量与组装方法，钢筋笼的重量，挖槽与浇筑混凝土时附近

的静载与动载情况：

- 3) 地下连续墙施工时对邻近建筑物可能产生的影响；
- 4) 地下水位高低及其水位变化情况；

图 5-59 中形式 a 断面最简单，适用于表层土性良好和导墙上荷载较小的情况；形式 b 为应用较多的形式，适用于表层土为杂填土、软粘土等承载力较低的情况，将导墙做成倒“L”形或上、下部皆向外伸出的“[”形；形式 c 适用于作用在导墙上的荷载很大的情况，可根据荷载的大小增减其伸出部分的长短。

### 5.6.2.2 泥浆护壁技术

#### 1. 泥浆的组成与作用

地下连续墙用的护壁泥浆主要有膨润土泥浆，其成分为膨润土、水和一些掺合物，配合比如表 5-7 所示。

表 5-7 膨润土泥浆的通常配合比

成 分	材 料 名 称	通常用量 (%)
固 体 材 料	膨润土	6~8
总 溶 液	水	100
增 粘 剂	CMC (甲基纤维素)	0~0.05
分 散 剂	Na <sub>2</sub> CO <sub>3</sub> 、FCI (铁硼木质素磺酸盐)	0~0.05
加 重 剂	重晶石粉	必要时才用
防 漏 材 料	石、锯末、化纤短料	必要时才用

泥浆的作用为：固壁、携砂、冷却和润滑，其中以固壁作用为最重要。

#### 2. 泥浆性能及质量控制指标

##### (1) 泥浆密度

泥浆密度是一项极为重要的指标，须严格控制。泥浆密度宜每两小时测定一次。一般新制备的泥浆的密度应小于 1.05；在成槽过程中由于泥浆中混入泥土，比重上升，但为了能顺利地浇筑混凝土，希望在成槽结束后，槽内泥浆的密度不大于 1.15，槽底部泥浆的密度不大于 1.25。泥浆密度过大，不但影响混凝土的浇筑，而且由于其流动性差而泥浆循环设备的功率消耗亦大。

##### (2) 泥浆的粘度

泥浆要有一定的粘度，才可确保槽壁稳定。粘度可用漏斗形粘度计进行测定。不同的土质，有无地下水，挖槽方式，泥浆循环方式等对粘度有不同的要求。砂质土中的粘度应大于粘性土，地下水丰富上层要大于无地下水土层。泥浆静止状态下的成槽，尤其是用大型抓斗上下提拉的成槽方式，因为容易使槽壁坍塌，故粘度要大于泥浆循环成槽时的数值。表 5-8 是在静止状态下使用的泥浆粘度实例，表 5-9 是在循环状态下使用的实例。当地下水丰富或槽壁放置时间较长时，要取较大值。

表 5-8 泥浆漏斗粘度 (泥浆静止状态)

地基条件	泥浆性能	对策	漏斗粘度的经验值
$N > 0 \sim 2$ , 软弱的粘土, 粉土层 ( $N$ —标贯击数, 下同)	需增大泥浆密度或水不能浸入的性能	用高含量、高密度的陶土泥浆, 掺加重晶石	100 以上
$N$ 值较高, 全部是粘土或粉土	保持最低的粘度和失水量, 仅使粘土或粉土不会被冲洗掉即可	泥浆浓度 5%~6%, 掺加少量 CMC	25~33
一般粉土层或含砂粉土层	粘度, 凝胶强度和失水量都不用过高	泥浆浓度 7%~8%, 掺加较少的 CMC	30~38
一般砂层	粘度, 凝胶强度和失水量都用标准值, 泥皮既薄又结实	泥浆浓度 8%~10%, 掺加 CMC	35~50
全部地层 $N$ 值较低, 粘土质粉土较多	泥浆浓度较低, 增多 CMC	泥浆浓度 7%~9%, 掺加较多的 CMC	40~50
有地下水流出或潜流, 预计有坍塌层	增大泥浆密度, 提高粘度	泥浆浓度 10%~12%, 掺加 CMC, 重晶石及其它外加剂	80 以上

表 5-9 泥浆漏斗粘度 (泥浆循环状态)

土质分类	漏斗粘度/s
含砂粉土层	25~30
砂质粘土层	25~30
砂质粉土层	27~34
砂层	30~38
砂砾层	35~44

### (3) 泥浆失水量和泥皮厚度

泥浆在沟槽内受压力差的作用, 泥浆中的部分水会渗入土层, 这种现象叫泥浆失水, 渗失水的数量叫失水量, 一般用 30min 内在一定压力作用下渗过一定面积的水量表示, 单位为 mL/30min

在泥浆失水时, 于槽壁上形成一层固体颗粒的胶结物叫泥皮。泥浆失水量小, 泥皮薄而致密, 有利于稳定槽壁。

### (4) 泥浆 pH 值

泥浆 pH 值表示泥浆酸碱性的程度。pH=7 为中性, pH<7 为酸性, pH>7 为碱性。膨润土泥浆呈弱碱性, pH 值一般以 8~9.5, pH 值越大, 碱性越强, pH 值>11, 泥浆会产生分层现象, 失去护壁作用。

### (5) 泥浆胶体率与稳定性

泥浆的胶体率是将 100mL 泥浆倾入 100mL 的量筒中, 用玻璃片盖上静置 24h 后, 观察量筒上部澄清液的体积。如其澄清液为 5mL, 则该泥浆的胶体率为 95%, 沉淀率为 5%。泥浆胶体率一般应大于 95%。

泥浆稳定性又称沉降稳定性, 是衡量在地心吸力作用下, 是否容易下沉的性质。若下沉速度很小, 甚至可略而不计, 则称此种分散体系具有沉降稳定性。测定方法是将泥浆注满稳定计 (也可用量筒代替), 静置 24h 后, 分别量测上下部分的泥浆密度, 其上下部分密

度的差值用以表示泥浆的稳定性。

对于一般的软土地基，泥浆质量的控制指标如表 5-10 所示。

表 5-10 泥浆质量的控制指标

指标名称	新制备的泥浆	使用过的循环泥浆
粘度	19s~21s	19~25s
密度	<1.05	<1.20
失水量	<10mL/30min	<20mL/30min
泥皮厚度	<1mm	<2.5mm
稳定性	100%	—
pH 值	8~9	<11

### 3. 泥浆的制备

#### (1) 材料的选择

膨润土在使用前要了解其化学成分，因为不同的膨润土，泥浆的浓度、外加剂的种类和掺量、泥浆的循环使用次数等亦不同。

一般情况下钠膨润土比钙膨润土的湿胀性大，但易受阳离子的影响，所以对于水中含有大量阳离子，或在施工过程中可能产生阳离子污染时，宜采用钙膨润土。

外加剂有分散剂、增粘剂、加重剂与防漏剂。分散剂要选用不增加泥浆失水量的分散剂，如碳酸钠、三（聚）磷酸钠等。增粘剂的选择取决施工要求的泥浆粘度，一般常用羧甲基纤维素（CMC）作为增粘剂。加重剂是为加大泥浆比重，增强泥浆的液体支撑力，常用的加重剂掺合物是重晶石（密度 4.1~4.2）。防漏剂是为在透水性较大的土层中防止泥浆漏失而掺入的外加剂，如锯末、蛭石粉末等。

#### (2) 泥浆配合比的确定

应首先根据为保持槽壁稳定所需的粘度来确定膨润土的掺量（一般为 6%~9%）和增粘剂 CMC 的掺量（一般为 0.013%~0.08%）。分散剂的掺量一般为 0%~0.5%。我国常用的分散剂是纯碱。

确定泥浆配合比，要根据原材料的特性，参考常用的配合比，通过试配后经过不断修正最后确定适用的配合比。表 5-11 为上海耀华皮尔金顿地下连续墙施工中所用泥浆配合比的例子。

表 5-11 护壁泥浆的配合比

泥浆用途		泥浆材料			
		水	陶土粉	纯碱	CMC
一般槽段用新配制泥浆	配合比 (%)	100	7	0.4~0.5	0.05~0.08
	每立方米用量(kg/m <sup>3</sup> )	1000	70	4~5	0.5~0.8
使用后再生处理的泥浆	配合比 (%)	100	—	1.5	0.2
	每立方米用量(kg/m <sup>3</sup> )	1000	—	15	2
别方槽段和特殊情况使用的泥浆	配合比 (%)	100	14	1.5	0.2
	每立方米用量(kg/m <sup>3</sup> )	1000	140	15	2

### (3) 泥浆的制备

泥浆制备包括泥浆搅拌与沉浆贮存。泥浆搅拌机常用的有高速回转式搅拌机和喷射式搅拌机两类。高速回转式搅拌机（亦称螺旋桨式搅拌机）由搅拌机筒和搅拌叶片组成，它以高速回转（1000~1200r/min）的叶片使泥浆产生激烈的涡流，将泥浆搅拌均匀。另一种喷射式搅拌机是利用喷水射流进行拌合的搅拌方式，可以进行大容量的搅拌。其工作原理是用泵把水喷射成射流状，利用喷嘴附近的真空吸力，把加料器中膨润土吸出与射流进行拌合，如图 5-60 所示。用此法拌合泥浆，在泥浆达到设计浓度之前，可以循环进行。即喷嘴喷出的泥浆进入贮浆罐，如未达到设计浓度，贮浆罐中的泥浆再由泵经喷嘴与膨润土拌合，如此循环直至泥浆达到设计浓度。目前我国在地下连续墙施工中，多用此法进行泥浆制备。这种搅拌机多由德国和日本制造，当泥浆浓度为 6%~10% 时，其制备能力为 8~60m<sup>3</sup>/h，泵的压力约为 0.3~0.4MPa。

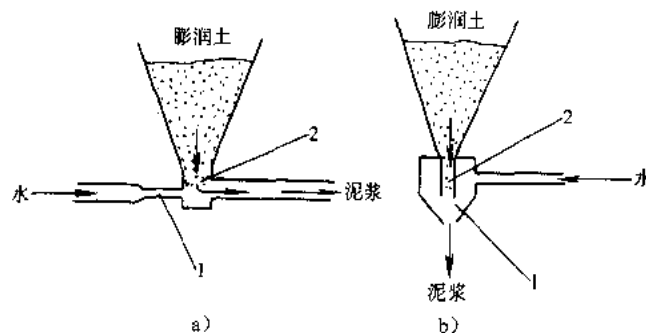


图 5-60 喷射式搅拌机工作原理

a) 水平型 b) 垂直型

1—喷嘴 2—真空部位

制备膨润土泥浆一定要充分搅拌，否则如果膨润土溶胀不充分，会影响泥浆的失水率和粘度。一般情况下膨润土和水混合三小时后就有很大的溶胀，可供施工使用，经过一天就可达到完全溶胀。

增粘剂 CMC 较难溶解，最好先用水将 CMC 溶解成 1%~3% 的溶液，再掺入泥浆进行拌合。否则，宜慢慢地向泥浆中掺加，这可有效地增加泥浆的粘度。如一次投入，易形成未溶解的泥团状物体，不能充分发挥其作用。使用喷射式搅拌机，可提高 CMC 的溶解效率。

制备泥浆的投料顺序，一般按水、膨润土、CMC、分散剂、其他外加剂的次序进行。由于 CMC 溶液可能会妨碍膨润土溶胀，宜在膨润土之后投入。

为使泥浆在地下连续墙施工中充分发挥作用，最好在泥浆充分溶胀，即贮存三小时以上再使用。贮存泥浆可用钢贮浆罐或地下、半地下式贮浆池，其容积应满足施工需要。

#### 4. 泥浆的再生处理

在地下连续墙施工中，泥浆要与砂、土、混凝土和地下水等接触，膨润土、掺合料等会有所消耗，而且会混入一些土渣和电解质离子等，使泥浆劣化。

劣化后的泥浆要作再生处理，即通过加入一部分外加剂使劣化的泥浆指标满足工程要求，从而再行使用；另一部分废弃浆液则被排放外运。泥浆的再生化处理工序见图 5-61。其中重要工序有土渣分离与化学再生处理二道。

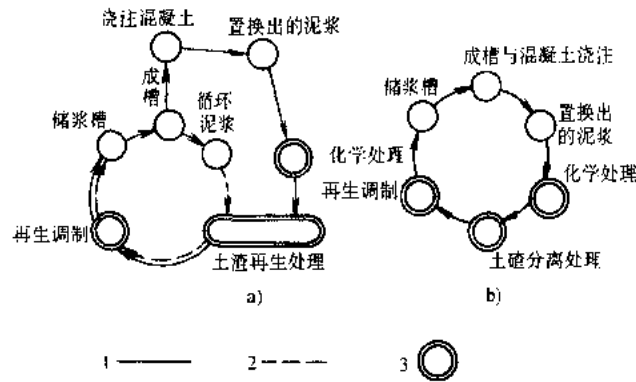


图 5-61 泥浆再生处理工序

a) 循环方式 b) 静止方式

1—成槽后的路线 2—成槽过种中路线 3—处理作业

1) 上渣分离处理：有重力沉降处理与机械处理两种方法，最好两种方法组合使用。先经重力沉降处理，利用泥浆和土渣的密度差使土渣沉淀。然后使用振动筛和旋流器，将粒径大和密度大的颗粒分离出去；

2) 污染泥浆的化学再生处理：浇注混凝土所置换出来的泥浆，因有土渣混入及混凝土相接触而恶化。当泥浆中有阳离子时，它会吸附在膨润土颗粒的表面，土颗粒就容易相互凝聚，增加泥浆凝胶化倾向。在水泥乳状液中含有大量钙离子时，浇注混凝土会使泥浆产生凝胶化。这种现象会导致泥皮构成性减弱也即槽壁稳定性减弱；粘性增高，土渣分离困难；在泵和管道内的流动阻力增大。要改进上述污染泥浆，可使用分散剂。对浇注混凝土所置换出来的泥浆，在进行化学处理后，再进行土渣分离处理，即能再生调制重复使用。

### 5.6.2.3 成槽

成槽是地下连续墙施工中的关键工序。因为槽壁形状基本上决定了墙体外形，所以挖槽的精度又是保证地下连续墙质量的关键之一。同时，成槽约占地下连续墙工期的一半，因此提高其成槽效率也能加快施工进度。

#### 1. 单元槽段的划分

地下墙施工时，预先沿墙体长度方向把墙体划分为若干个某种长度的施工单元，这种施工单元称为“单元槽段”。

槽段长度的选择，从理论上说，除去小于成槽机长度的尺寸不能施工外，各种长度均可施工，且愈长愈好。这样能减少地下墙的接头数（因为接头是地下墙的薄弱环节），从而提高了地下墙的防水性能和整体性。但实际上，槽段长度受许多因素的限制，在确定其长度时应综合考虑如下因素：

(1) 地质条件 当土层不稳定时，为防止槽壁坍塌，应减少槽段长度，以缩短成槽时间；

(2) 地面荷载 如附近有高大建筑物或较大的地面荷载时，也应缩减槽段长度，以缩小槽壁的开挖面和暴露时间；

(3) 起重机起重能力 根据起重机的起重能力估算钢筋笼的重量和尺寸，以此推算槽

段的长度；

(4) 单位时间内混凝土的供应能力 一般情况下一个槽段长度内的全部混凝土量，宜在 4h 内浇灌完毕，即

$$\text{槽段长度} = \frac{4\text{h混凝土的最大供应量}}{\text{墙宽} \times \text{墙深}}$$

(5) 泥浆池（罐）的容积 一般情况下已有泥浆池（罐）的容积，应不小于每一槽段容积的 2 倍。

此外，划分槽段时尚应考虑槽段之间的接头位置，一般情况下接头避免设在转角处及地下连续墙与内部结构的连接处，以保证地下连续墙有较好的整体性。槽段的长度多取 3~8m，但也有取 10m 甚至更长的情况。

### 2. 成槽机的最小成槽长度

成槽机的挖掘长度与其型式有关，根据可挖单位长度来决定单元槽段，表 5-12 为各种成槽机的最小成槽长度。

表 5-12 各种成槽机的最小成槽长度

成槽机型式	最小成槽长度/m
重力式抓斗	2.5~2.8
液压抓斗	2.2~3.0
多头钻	2.0~2.4
冲击钻	墙厚的 1~2 倍

### 3. 槽壁的稳定

地下墙施工时，应始终保持槽壁的稳定，自成槽开始至混凝土浇注完毕为止，不应发生槽壁坍塌。槽壁稳定主要靠泥浆的静水压力，这个问题在理论上尚未很好解决，目前只能用泥浆的静水压力与理论计算的土压力值作比较，以此来判断槽壁的稳定。图 5-26 是软土层中成槽的某工程实例，用朗肯土压力理论计算出的土压力与护壁泥浆的静水压力进行比较，即以（泥浆静水压力）/（土压力+水压力）作为安全系数，从图中可见，该地下墙工程是不太安全。图 5-63 是某污水处理厂工程地下墙，其全部土压力超过了泥浆的静水压力，但如考虑到沟槽的拱效应，则仍可认为是安全的。

泥浆护壁仍是目前地下墙施工中保持槽壁稳定的主要方法。选用适当的材料和配比，能得到良好性能的泥浆，保持与外压平衡，可保持槽壁稳定。但实际上随着泥浆在沟槽内搁置时间的延长，其性质会发生变化。例如由于泥浆中的土渣沉淀减小了泥浆密度；由于阳离子作用使泥浆恶化，使通过泥皮而渗出水量增多，产生泥浆面下降等。因此，尽管地基土压力和地下水压力没有变化，如长时间搁置，泥浆压力也会减少，泥浆和外压力之间的平衡也将丧失。

在地下墙施工安排中，不可忽视泥浆在槽内放置的时间。所谓放置时间是指成槽结束到浇注混凝土之前这段时间，一般条件下为 2~3 天左右。在这段时间内无需采取特别措施，但要控制泥浆的性质、泥浆液面的高度以及地下水位的变动等，只要没有变化即无问题。如需搁置较长时间，应增加膨润土的掺量，增加密度。同时应防止沉淀使密度减小，以使泥浆形成良好的泥皮或渗透沉积层。在搁置时间内，仍需进行泥浆质量控制，注意泥浆

液面和地下水位的变化，防止雨水的流入等。

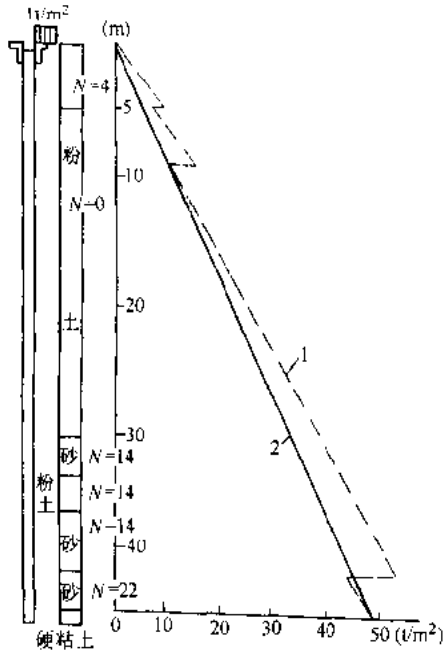


图 5-62 软土层中的土压力和泥浆静水压力关系  
1—地下壤土压力 2—泥浆压力(重度 1.13)

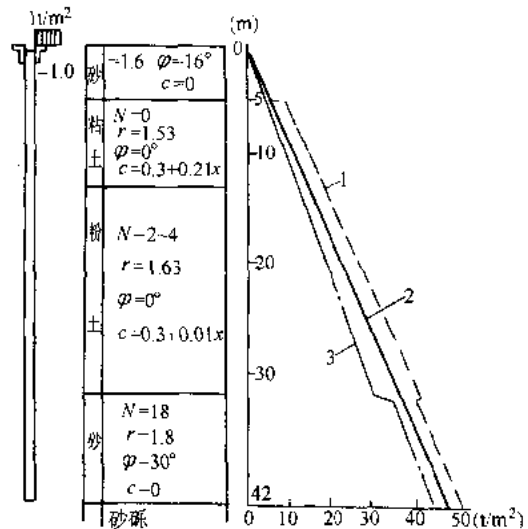


图 5-63 某污水厂的槽壁稳定情况  
1—土压力(地下水位为-1m时,考虑全水压作用)  
2—泥浆压力(重度 1.13) 3—考虑土拱作用

#### 4. 成槽要领

在成槽过程中，要特别注意以下几方面，以保证成槽顺利进行。

- 1) 确保场地的平整及地表面地基承载力。在作业场地内有成槽机、起重机、混凝土拌车等机械的运转，必须确保这些机械的正常运转。
- 2) 调整并时刻确保成槽机的垂直度。
- 3) 及时供应质量可靠的护壁泥浆。
- 4) 预先钻孔导向。对重力式抓斗成槽机，如操作人员无足够的经验或土质不理想时，可预先钻孔作导向，这对放置接头管是有利的。
- 5) 在回填土或极软土层中成槽时，可考虑进行注浆加固，以防止成槽时坍方。
- 6) 加强槽底清淤工作。清底方法一般有沉淀和置换法两种。沉淀法是在土渣基本都沉淀到槽底之后再行清底；置换法是在挖槽结束之后，对槽底进行认真清理，然后在土渣还没有再沉淀之前就用新泥浆把槽内的泥浆置换出来，使槽内泥浆的密度在 1.15 以下。我国多用后者的置换法进行清底。

#### 5.6.2.4 钢筋混凝土施工要点

##### 1. 钢筋笼的加工和吊放

根据地下连续墙墙体钢筋的设计尺寸，再按照槽段的具体情况，来决定钢筋笼的制作图，图 5-64 为钢筋笼构造示意图。钢筋笼最好是尽量按单元槽段组成一个整体。

组装钢筋笼时要预先定下插入导管的位置，留有足够的空间。由于这部分空间要上下



贯通，因而周围须增设箍筋、连接筋以资加固。另外为了不使钢筋卡住导管，应将纵向主筋放在内侧，而横向副筋放在外侧。纵筋放在槽内时，应距槽底 0.1~0.2m。纵筋底端应稍向里弯曲。钢筋最小间距要保持在 100mm 以上。

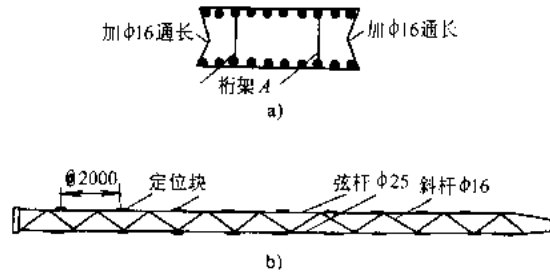


图 5-64 钢筋笼构造示意图

a) 横剖面图 b) 纵向桁架纵剖面图

为了保证保护层达到规定厚度，可在钢筋笼外侧焊接上用带钢弯成的定位块，用以固定钢筋笼的位置。过去曾用过砂浆垫块，但在吊下笼时很容易破损以及损伤槽壁壁面。定位块设置在里外两侧，在水平方向设置两个以上，在竖直方向约 5m 设一个。

钢筋笼长度除特殊情况外，一般不超过 10m。否则需要分段连接，接头以帮条焊接为宜，接头应尽量布置在应力小的位置。倘使钢筋笼过长，要加剪刀斜撑加固。

钢筋笼与其它结构相联结时，预留筋须先弯曲并用泡沫塑料盖住，待混凝土浇筑完毕后，以及将来土体开挖后再定位。

在地下连续墙拐角处的钢筋笼须加工成 L 形，接头不应当留在拐角处而放在直墙部位。

下钢筋笼之前，一定要将孔底残渣清除干净。稳定液的各项指标要符合规定。

钢筋笼起吊时，顶部要用一根横梁（常用工字钢），其长度和钢筋笼尺寸相适应。钢丝绳须吊住四个角。为了不使钢筋笼在起吊时产生弯曲变形，常用二台吊车同时操作（也可用一台吊车的二个吊钩进行工作），一钩吊住顶部（B 钩），一钩吊住中间部位（A 钩），见图 5-65 所示。为了不使钢筋笼在空中晃动，钢筋笼下端可系绳索用人力控制。

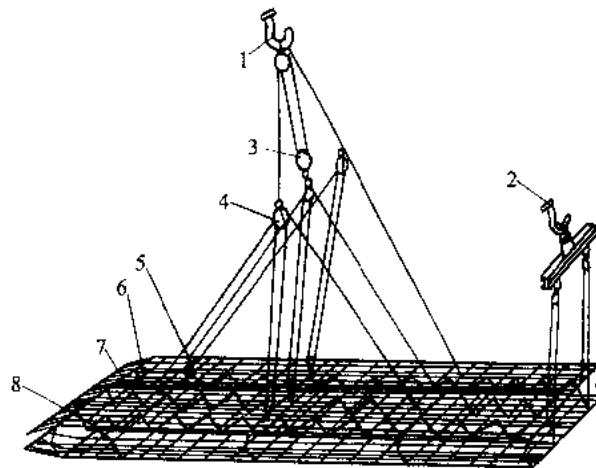


图 5-65 双钩吊装钢筋笼

1、2—吊钩 3、4—滑轮 5—卸甲

6—钢筋笼底端向内弯折 7—纵向桁架 8—横向架立桁架

钢筋笼插入槽孔时最重要的是对准单元槽段的中心。必须注意不要因为起重机操作不当或风的吹动,使笼子摆动而损坏槽壁壁面。在钢筋笼插入下去的时候,必须拔出来查明原因,采取措施重新插入。否则笼子容易变形,槽壁壁面也容易因碰撞产生大量沉渣。

## 2. 混凝土灌注要点

地下连续墙的墙体混凝土是采用直升导管法浇筑水下混凝土方法灌注的。导管与导管采用丝扣联接,也可采用像消防用皮管的快速接头,以便于在钢筋笼中顺利升降。

槽段的混凝土是利用混凝土与泥浆的密度差浇下去的,故必须保证密度差在 1.1 以上。混凝土的密度是 2.3,槽内泥浆的密度应小于 1.2,倘大于 1.2 就要影响灌注质量。混凝土要有良好的和易性且不发生离析。

导管的数量与槽段长度有关,槽段长度小于 4m 时,可使用一根导管;大于 4m 时,应使用 2 根或 2 根以上导管。导管间距根据导管直径决定,使用 150mm 导管时,间距 2m;使用 200mm 导管时,间距 3m。导管应尽量靠近接头。导管埋入混凝土的深度最小要大于 1.5m,最大要小于 9m,仅在当混凝土浇灌到地下连续墙墙顶附近时,导管内混凝土不易流出的时候,一方面要降低灌注速度,一方面可将导管的埋入深度减为 1m 左右。如果混凝土再灌注不下去,可将导管作上下运动,但上下运动的高度不能超过 30cm。在浇灌过程中,导管不能作横向运动,否则会使沉渣或泥浆混入混凝土内。在灌注过程中不能使混凝土溢出或流进槽内。

混凝土要连续灌注。不能长时间中断,一般可允许中断 5~10min,最大只允许中断 20~30min,以保持混凝土的均匀性。混凝土搅拌好之后,1.5h 内灌注完毕为宜。在夏天由于混凝土凝结较快,所以必须在搅拌好之后 1h 内尽快浇完,否则应掺入适当的缓凝剂。

在灌注过程中,要经常量测混凝土灌注量和上升高度。量测混凝土上升高度可用测锤。由于混凝土上升面一般都不是水平的,所以要在三个以上的位置进行测量。

### 5.6.2.5 地下连续墙接头施工

为了使地下连续墙槽段与槽段之间很好地连接,保证有良好的止水性和整体性,应根据建造地下连续墙的目的来选择适当的接头型式。下面介绍二种常用的接头施工方法。

#### 1. 接头管(连锁管)施工

这是最常用的槽段接头施工方法,其施工顺序为图 5-66 所示。

接头管的直径一般要比墙厚小 50mm。管身壁厚一般为 19~20mm。每节长度一般为 5~10m,在施工现场的高度受到限制的情况下,管长可适当缩短。

为便于今后接头管的起拔,管身外壁必须光滑,还可在管身上涂抹黄油,然后用起重机吊放入槽孔内。开始灌注混凝土 2h 后,旋转半圆周,或提起 10cm。一般在混凝土开浇后 3~5h 开始起拔。具体起拔时间,应根据水泥品种、标号、混凝土的初凝时间等来决定。起拔时一般用 30t 起重机。开始时约每隔 20~30min 提拔一次,每次上拔 30~100cm。较大工程另备 100t 或 200t 千斤顶提升架,为应急之用。

接头管拔出后,已浇好的混凝土半圆形表面上,附着有水泥浆与稳定液混合而成的胶凝物,这必须除去,否则接头处止水性更差。胶凝物的铲除须用专用设备,我国有关部门曾用电动刷、刮刀等方法,使用也很简便。

#### 2. 接头箱接头

采用接头箱接头，可以使地下连续墙形成整体接头，接头的刚度较好。

接头箱接头的施工方法与接头管的施工方法相似，只是以接头箱代替接头管，如图 5-67 所示。一个单元槽段成槽挖土结束后，吊放接头箱，再吊放钢筋笼。由于接头箱的开口面被焊在钢筋笼端部的钢板封住，因而浇筑的混凝土不能进入接头箱。混凝土初凝后，与接头管一样逐步吊出接头箱，待后一个单元槽段再浇筑混凝土时，由于两相邻单元槽段的水平钢筋交错搭接，而形成整体接头，其施工过程为图 5-67 所示。

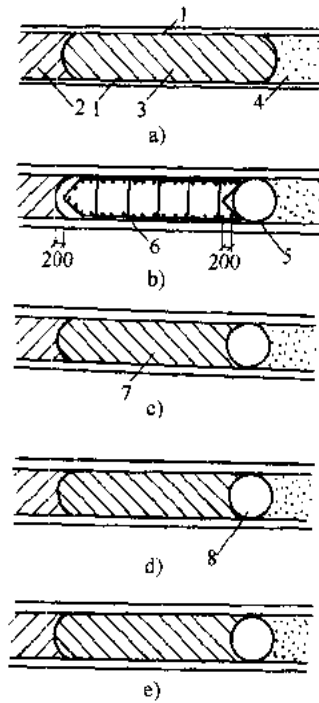


图 5-66 用接头管接头的施工过程

- a) 槽段开挖图 b) 安放接头管及钢筋笼图
- c) 混凝土浇筑图 d) 接头管拔除图 e) 单个槽段竣工图
- 1—导墙 2—已完工的混凝土地下墙 3—正在开挖的槽段
- 4—未开挖槽段 5—接头管 6—钢筋笼 7—正完工的混凝土地下墙
- 8—接头管拔除后的孔洞

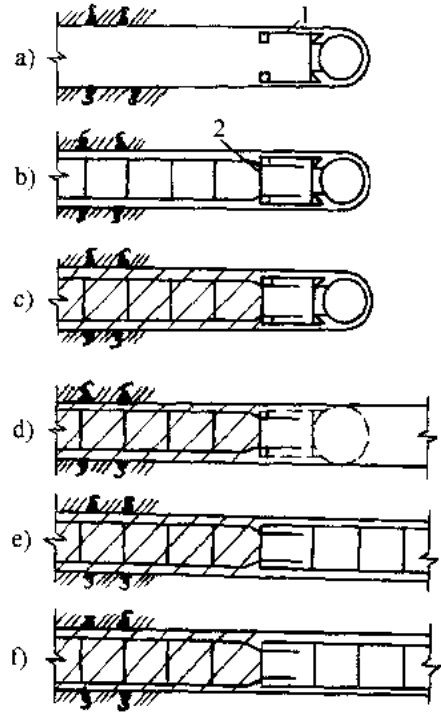


图 5-67 接头箱接头的施工过程

- a) 插入接头箱 b) 吊放钢筋笼 c) 浇筑混凝土
- d) 吊出接头箱 e) 吊放后一个槽段的钢筋笼
- f) 浇筑后一个槽段的混凝土形成整体接头
- 1—接头箱 2—焊在钢筋笼端部的钢板

# 第6章 支锚工程

## 6.1 概述

深基坑支护体系由两部分组成，一是围护墙，还有是内支撑或者土层锚杆。它们与挡土桩墙一起，以增强支护结构的整体稳定，不仅直接关系到基坑的安全和土方开挖，对基坑的工程造价和施工进度影响也很大。

作用在挡墙上的水、土压力可以由内支撑有效地传递和平衡，也可以由坑外设置的土锚维持其平衡，它们还能减少支护结构的位移。

内支撑可以直接平衡两端围护墙上所受到的侧压力，构造简单，受力明确。土锚设置在围护墙的背后，为挖土、结构施工创造了空间，有利于提高施工效率。在软土地区，特别是在建筑密集的城市中，应用比较多的还是支撑，因此本章以介绍支撑的设计与施工为主。

## 6.2 支撑结构与施工

### 6.2.1 支撑结构概述

#### 1. 支撑材料的选择

目前在一般建筑工程和市政工程中采用的支撑系统，按其材料可分为钢管支撑、型钢支撑、钢筋混凝土支撑，根据工程情况，有时在同一个基坑中采用钢和钢筋混凝土的组合支撑。

钢结构支撑具有自重小，安装和拆除都很方便，而且可以重复使用等优点。根据土方开挖进度，钢支撑可以做到随挖随撑，并可施加预紧力，这对控制墙体变形是十分有利的。因此，在一般情况下，应优先采用钢支撑。由于钢结构支撑整体刚度较差，安装节点比较多，当节点构造不合理，或施工不当不符合设计要求，往往容易造成因节点变形与钢支撑变形，进而造成基坑过大的水平位移。有时甚至由于节点破坏，造成断一点而破坏整体的后果。对此应通过合理设计、严格现场管理和提高施工技术水平等措施加以控制。

现浇钢筋混凝土结构支撑具有较大的刚度，适用于各种复杂平面形状的基坑。现浇节点不会产生松动而增加墙体位移。工程实践表明，在钢结构支撑施工技术水平不高的情况下，钢筋混凝土支撑具有更高的可靠性。但混凝土支撑有自重大、材料不能重复使用，安装和拆除需要较长工期等缺点。当采用爆破方法拆除支撑时，会出现噪声、震动以及碎

块飞出等危害，在闹市区施工应予以注意。由于混凝土支撑从钢筋、模板、浇捣至养护的整个施工过程需要较长的时间，因此不能做到随挖随撑，这对控制墙体变形是不利的，对于大型基坑的下部支撑采用钢筋混凝土时应特别慎重。

## 2. 支撑体系的结构形式

1) 单跨压杆式支撑。当基坑平面呈窄长条状、短边的长度不很大时，采用这种形式具有受力明确，施工安装方便等优点，图 6-1 即为这种形式的示意图。

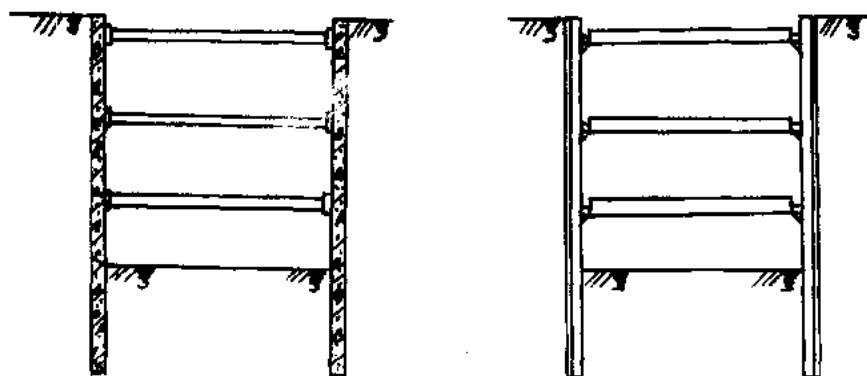


图 6-1 单跨压杆式支撑

2) 多跨压杆式支撑。当基坑平面尺寸较大，支撑杆件在基坑短边长度下的极限承载力尚不能满足围护系统的要求时，就需要在支撑杆件中部设置着干支点，就组成了多跨压杆式支撑系统，如图 6-2 所示。

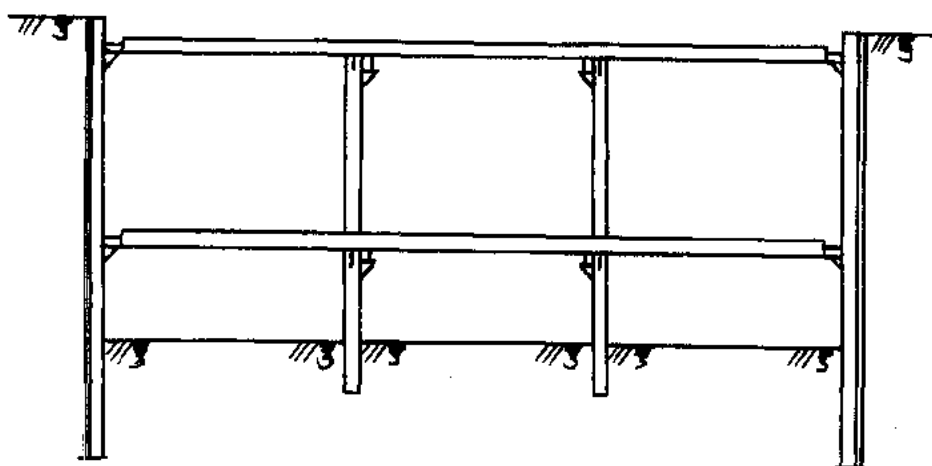


图 6-2 多跨压杆式支撑

## 3. 支撑布置的基本形式

一般情况下，支撑布置的基本形式有水平支撑体系和竖向斜撑体系两种。

1) 水平支撑体系由围檩（即布置在围护墙内侧，并沿水平方向四周兜转的圈梁），水平支撑和立柱组成，如图 6-3 所示。水平支撑可以分为：贯通基坑全长或全宽的对撑或对撑

桁架；位于基坑角部两邻边之间的斜角撑或斜撑桁架；位于对撑或对撑桁架端部的八字撑；由围檩和靠近基坑边的对撑为弦杆的边桁架；支撑之间的边系杆等。

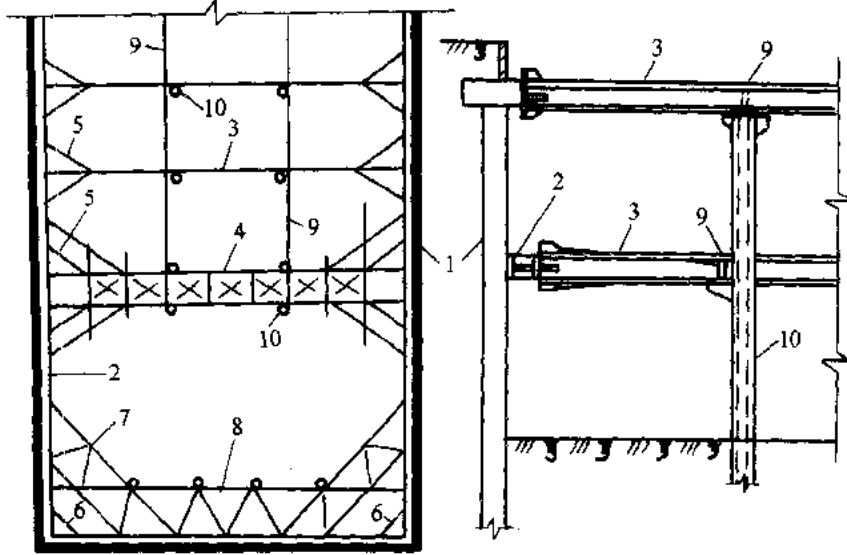


图 6-3 水平支撑体系

- 1—围护墙 2—围檩 3—对撑 4—对撑桁架 5—八字撑  
6—斜角撑 7—斜撑桁架 8—边桁架 9—连系杆 10—立柱

水平支撑体系整体性好，水平力传递可靠平面刚度较大，适合于大小深浅不同的各种基坑，适用范围较广。

2) 竖向斜撑体系由围檩、竖向斜撑、斜撑基础、水平连系杆以及立柱等组成，如图 6-4 所示。

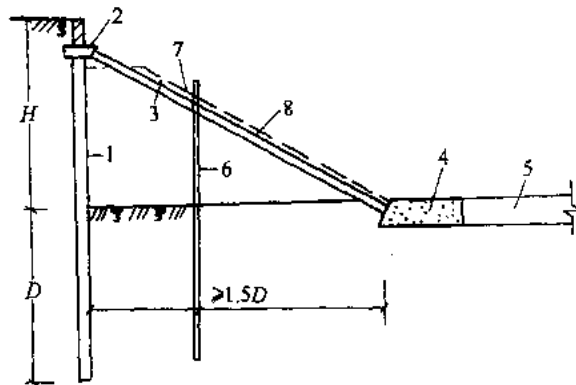


图 6-4 竖向斜撑体系

- 1—围护墙 2—檩条 3—斜撑 4—斜撑基础  
5—基础压杆 6—立柱 7—连系杆 8—土坡

竖向斜撑体系要求土方采取“盆形”开挖，即先开挖中部土方，沿四周围护墙边预留土坡，待斜撑安装后，再挖除四周土坡。基坑变形受到土坡和斜撑基础变形的影响，一般适用于环境保护要求不高，开挖深度不大的基坑。对于平面尺寸较大，形状复杂的基坑，

采用竖向斜撑方案可以获得较好的经济效果。

## 6.2.2 钢支撑的计算

钢支撑目前用得最多的是钢管支撑和 H 型钢支撑, 这类支撑具有重量轻、刚度大、拆装工作量小、可重复使用和材料消耗少等特点。在国内外被广泛使用于深基坑开挖, 特别是地铁车站的长条形基坑, 在高层建筑深基坑中使用也较广泛。

### 6.2.2.1 钢支撑作为压弯杆件的计算

#### 1. 单跨压弯杆件的内力与变形的计算

图 6-5 为单跨受压杆件, 其内力与位移的计算方法如下。

取单跨压弯杆件的隔离体如图 6-6 所示:

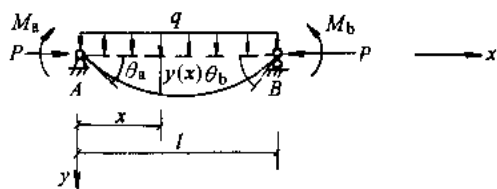


图 6-5 单跨压弯杆件

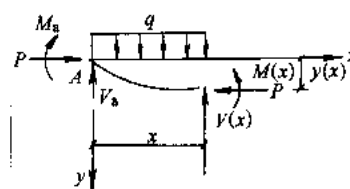


图 6-6 单跨压弯杆件隔离体

A 端支座反力

$$V_a = \frac{1}{2}ql - \frac{M_a - M_b}{l} \quad (6-1)$$

式中  $g$ ——压弯杆件上的均布荷载与自重;

$l$ ——杆件跨度;

$x$  处的弯矩为:

$$\begin{aligned} M(x) &= V_a x + P y(x) + M_a - \frac{1}{2} q x^2 \\ &= \frac{1}{2} q x(l-x) - \frac{l-x}{x} M_a - \frac{x}{l} M_b + P y(x) \end{aligned} \quad (6-2)$$

式中  $M_a$ 、 $M_b$ ——压杆两端的弯矩;

$P$ ——压杆的轴向力;

$y(x)$ —— $x$  处的挠度。

当  $M_a = M_b = 0$ ,  $y(x) = 0$  时, 压杆的跨中弯矩为

$$M = \frac{1}{8} q l^2 \quad (6-3)$$

忽略剪切变形及弯曲后杆轴弯矩效应的影响, 有

$$EI \frac{d^2 y(x)}{dx^2} = -M(x) \quad (6-4)$$

又

$$\frac{d^2 y(x)}{dx^2} + \frac{P}{EI} y = M(x) \quad (6-5)$$

式(6-4)代入式(6-5),解得此微分方程通解为

$$y(x) = A \cos kx - B \sin kx + \frac{q}{2P} x(x-l) - \frac{q}{k^2 P} + \frac{M_a - M_b}{Pl} x - \frac{M_a}{P} \quad (6-6)$$

式中  $k^2 = \frac{P}{EI}$

根据杆端挠度为零的边界条件

$$y(0) = 0, y(l) = 0$$

可求得

$$\left. \begin{aligned} A &= \frac{q}{k^2 P} + \frac{M_a}{P} \\ B &= \frac{q}{k^2 P} \tan \frac{kl}{2} - \frac{M_a}{P} \tan kl + \frac{M_b}{P} \csc kl \end{aligned} \right\} \quad (6-7)$$

根据式(6-6)可求出支撑上任一点的挠度。

下面计算梁端转角及梁上的任一截面的弯矩。

$$\begin{aligned} \frac{dy(x)}{dx} &= -Ak \sin kx + Bk \cos kx + \frac{q}{2P} (2x-l) + \frac{M_a - M_b}{Pl} \\ \frac{d^2 y(x)}{dx^2} &= -k^2 (A \cos kx + B \sin kx) + \frac{q}{P} \end{aligned}$$

所以

$$\left. \begin{aligned} \theta_a &= \left( \frac{dy(x)}{dx} \right)_{x=0} = \alpha M_a - \beta M_b + \gamma \\ \theta_b &= \left( \frac{dy(x)}{-dx} \right)_{x=l} = -\beta M_a + \alpha M_b + \gamma \end{aligned} \right\} \quad (6-8)$$

式中

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= (1 - kl \cot kl) / Pl \\ \beta &= (1 - kl \csc kl) / Pl \\ \gamma &= \frac{q}{kP} \tan \frac{kl}{2} - \frac{ql}{2P} \end{aligned} \right\} \quad (6-9)$$

则

$$\begin{aligned} M(x) &= -EI \frac{d^2 y(x)}{dx^2} = M_a (\cos kx - \cot kl \sin kx) + M_b \csc kl \sin kx \\ &\quad + \frac{q}{k^2} \left( \cos kx + \tan \frac{kl}{2} \sin kx - 1 \right) \end{aligned} \quad (6-10)$$

## 2. 多跨连续压弯杆件的内力与变形的计算

如图 6-7 所示,多跨连续压弯杆件中相邻两跨第  $i-1$  跨和第  $i$  跨,以  $M_j$  ( $j=i-1, i, i+1$ ) 表示杆件在第  $j$  个支座处的弯矩。



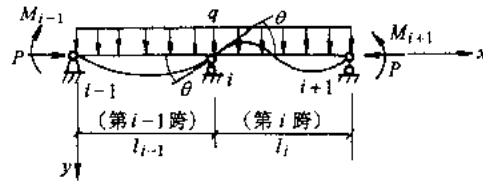


图 6-7 多跨连续压弯杆件隔离体

设第  $i-1$  跨在  $i$  支座转角为  $\theta$ ，第  $i$  跨在  $i$  支座处转角为  $\theta'$ 。根据式 (6-8) 有

$$\theta = -M_{i-1}\beta_{i-1} + M_i\alpha_{i-1} + \gamma_{i-1}$$

$$\theta' = M_i\alpha_i - M_{i-1}\beta_i + \gamma_i$$

结构在弹性阶段内满足变形协调条件  $\theta = -\theta'$ ，所以

$$\beta_{i-1}M_{i-1} - (\alpha_{i-1} + \alpha_i)M_i + \beta_iM_{i+1} - (\gamma_{i-1} + \gamma_i) = 0 \quad (6-11)$$

这就是多跨连续压弯杆件的三弯矩方程。

当各跨跨度和刚度相同时，式 (6-11) 可简化为

$$\beta M_{i-1} - 2\alpha M_i + \beta M_{i+1} - 2\gamma = 0 \quad (6-12)$$

一个  $n$  跨连续压弯杆件共有  $n+1$  个支座，对其中  $n-1$  个中间支座可根据式 (6-11) 或式 (6-12) 写出  $n-1$  个三弯矩方程；对两个边支座可根据已知边界条件写出弯矩。因此，可求出杆件在每一支座处弯矩  $M_i$  ( $i=1, 2, \dots, n+1$ )。从而计算任意跨内任意截面的挠度、弯矩。

#### 6.2.2.2 压杆极限承载力的计算方法

结构达到最大承载能力或出现不能继续承载的变形时的状态称为承载能力极限状态。承载能力极限状态下的荷载称为极限承载力。压杆的承载能力极限状态包括两种形式：

- 1) 杆件受压丧失稳定；
- 2) 杆件截面应力达到材料屈服点  $f_y$ 。此时虽然杆件仍可继续加载，但变形很大，结构上通常认为不适合再加载。

对于单跨压杆，或各跨刚度与跨度相同的多跨连续压杆（如图 6-8），其临界荷载即为欧拉荷载：

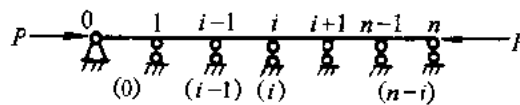


图 6-8 多跨连续压杆

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l^2} \quad (6-13)$$

式中  $l$ ——计算跨度。

#### 1. 压杆的强度极限承载力

杆件只承受轴压力，忽略杆件自重影响，此时截面上正压应力均匀分布，所以强度极限承载力可按下式计算：

$$P = f_y A \quad (6-14)$$

式中  $P$ ——杆件的强度极限承载力；  
 $f_y$ ——材料的屈服强度；  
 $A$ ——杆件横截面积。

压杆的极限承载力应是临界荷载  $P_{cr}$  和强度极限承载力  $P$  中的较小者。

## 2. 不等跨连续压杆的临界荷载计算

如果各跨跨度或刚度不等，那么失稳时  $n-1$  个中间支座上弯矩不全为零。与多跨连续压弯杆件类似地可得如下的三弯矩方程：

$$\beta_{i-1} M_{i-1} - (\alpha_{i-1} + \alpha_i) M_i + \beta_i M_{i+1} = 0 \quad (6-15)$$

对每个中间支座写出一个这种方程，可得到一个关于  $M_1, M_2, \dots, M_{n-1}$  的齐次线性方程组。方程组的系数行列式等于零，即

$$\begin{vmatrix} -(\alpha_0 + \alpha_1) & \beta_1 & & & \\ \beta_1 & -(\alpha_1 + \alpha_2) & \beta_2 & & \\ & \beta_2 & -(\alpha_2 + \alpha_3) & & \\ \vdots & & & \dots & \\ & & & \beta_{n-2} & -(\alpha_{n-2} + \alpha_{n-1}) \end{vmatrix} = 0 \quad (6-16)$$

这就是杆件的稳定方程，根据该方程可求出杆件的临界荷载。

对于两跨连续压杆，方程 (6-16) 中的行列式只有一项，即稳定方程为

$$\alpha_0 + \alpha_1 = 0 \quad (6-17)$$

对于三跨连续压杆，方程 (6-16) 中的行列式取前两行两列，即稳定方程为

$$\begin{vmatrix} -(\alpha_0 + \alpha_1) & \beta_1 \\ \beta_1 & -(\alpha_1 + \alpha_2) \end{vmatrix} = 0 \quad (6-18)$$

如图 6-9 所示的一杆两跨跨度不等的连续压杆，其稳定方程为

$$\alpha_1 + \alpha_2 = 0 \quad (6-19)$$

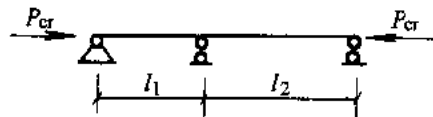


图 6-9 两跨跨度不等的连续压杆

式中  $\alpha_i$ ——杆件失稳时，第  $i$  跨内  $j$  端点弯矩对  $j$  端点转角的影响系数；  
 $\alpha_i = (1 - k l_i \cot k l_i) / (P l_i)$

$$k = [P / (EI)]^{1/2}$$

$E, I$ ——杆件的弹性模量和截面惯矩。

令  $U_1 = kl_1$ ，稳定方程 (6-19) 可写成

$$\frac{1}{U_1^2} - \frac{1}{U_1 \tan U_1} + \frac{l_2}{l_1} \left[ \frac{1}{\left(\frac{l_2}{l_1} U_1\right)^2} - \frac{1}{\left(\frac{l_2}{l_1} U_1\right) \tan\left(\frac{l_2}{l_1} U_1\right)} \right] = 0 \quad (6-20)$$

从而

$$P_{cr} = \frac{U_1^2 EI}{l_1^2} \quad (6-21)$$

从方程 (6-20) 可以看出， $U_1$  值仅与两跨度之比  $l_1/l_2$  有关，该系数反映了第二跨对第一跨稳定的影响，表 6-1 中列出了部分  $l_1/l_2$  值对应的  $U_1$ 。

表 6-1 不等二跨连续压杆的  $U_1$  值表

$l_1/l_2$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
$U_1$	0.4352	0.8445	1.2299	1.5915	1.9280
$l_1/l_2$	0.6	0.7	0.8	0.9	
$U_1$	2.2372	2.5154	2.7596	2.9681	

当  $l_2 > l_1$  时，因跨度为  $l_2$  的简支梁临界荷载  $P_{cr2}$  小于跨度为  $l_1$  的简支梁临界荷载  $P_{cr1}$ ，所以第二跨对第一跨的失稳起一个“加速”作用， $U_1$  值小于简支梁临界荷载计算分式  $P_{cr} = \pi^2 EI/l_1^2$  中对应的系数  $\pi$ ，且  $l_1/l_2$  越小，“加速”作用越显著， $U_1$  值越小。反之，当  $l_2 < l_1$  时，第二跨对第一跨失稳起一个“约束”作用， $U_1$  值大于  $\pi$ ，且  $l_1/l_2$  越大，“约束”作用越明显， $U_1$  值越大。当  $l_1/l_2$  很大时，说明第一跨度远大于第二跨度，此时  $U_1$  值接近于一端简支一端固定单跨压杆临界荷载计算分式中的对应系数。

所以，图 6-9 所示二跨连续压杆临界荷载值应介于  $P_{cr1}$  和  $P_{cr2}$  之间。

同理，对于三跨连续压杆（图 6-10）的临界荷载亦为

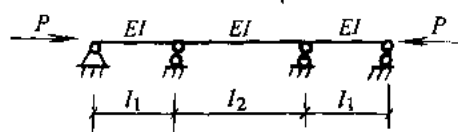
$$P_{cr} = \frac{U_1^2 EI}{l_1^2}$$


图 6-10 三跨连续压杆

式中  $U_1$ ——仅与  $l_1/l_2$ 、 $l_1/l_3$  ( $l_3$  即第三跨  $l_1$ ) 有关，表 6-2 即为三跨连续压杆的部分  $U_1$  值。

表 6-2 对称三跨连续压杆的  $U_1$  值表

$l_1/l_2$	0.2	0.3	0.4	0.5
$U_1$	1.1038	1.5497	1.9294	2.2463
$l_1/l_2$	0.6	0.7	0.8	
$U_1$	2.5060	2.7168	2.8875	

多于三跨的多跨连续压杆临界荷载计算与此类似。

在实际设计中,求得临界荷载  $P_{cr}$ ,按式(6-13)可求得杆件的计算长度,然后可按钢结构的设计方法计算钢支撑的最大允许轴压力。

图 6-11 即为单跨压杆允许轴压力和压杆计算长度的关系曲线的例子。

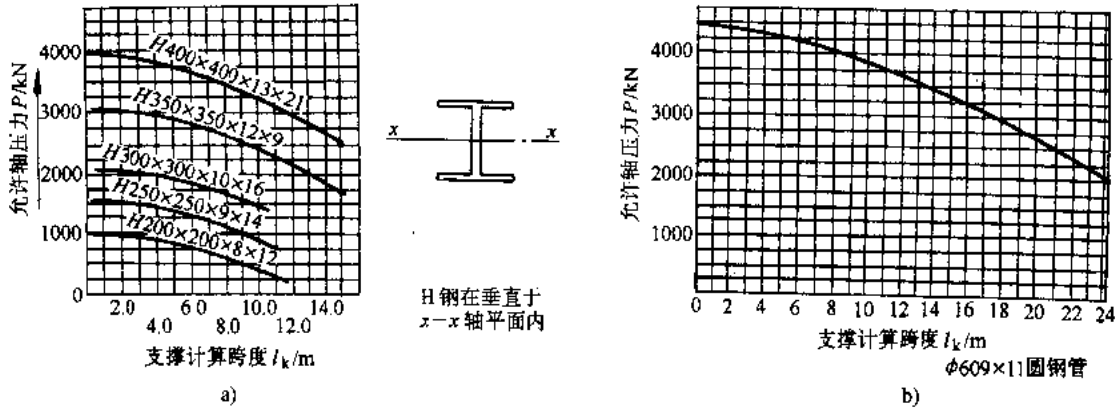


图 6-11 压杆允许轴压力与计算跨度的关系曲线

### 6.2.3 钢筋混凝土支撑

目前深基坑的平面尺寸越来越大,基坑宽度达数十米甚至上百米;基坑深度也越来越深,达十几米甚至三十来米。如果采用将支撑体系分解成单根压杆来进行计算的设计已不能满足工程的需要,如果设计的支撑体系缺乏整体刚度,其安全性就没有可靠的保证,这已在工程实践中得到证明。

为解决上述问题,将支撑体系在结构上设计成一个水平的封闭框架,并尽可能采用钢筋混凝土现浇结构,这样就大大提高了它的整体刚度。因为支撑是一种临时结构,只需要满足施工阶段的各项技术参数和工况要求。在方便施工、节省投资的前提下,尽可能地优化结构的几何布置,选择有足够刚度和受力性能良好的几何形式,从而实现安全、经济的最佳设计。

#### 6.2.3.1 结构分析方法

深基坑支护结构一般由围护体系和支撑体系两部分组成,严格地讲,挡土的围护结构与封闭支撑结构共同组成一空间结构体系,两者共同承受土体的约束及荷载的作用。因此,支撑体系的水平位移包括两部分:一是在荷载作用下,支撑体系的变形;二是刚体位移(包括平移及转动),是由于基坑开挖过程中,基坑各侧面的荷载不同而发生的,该刚体位移的发生使基坑各侧面的荷载重新调整,直至平衡。

在不考虑刚体位移的前提下,为简化计算,可以围护体系和支撑体系在考虑相互作用后分别单独计算,围护体系沿基坑周边取单位长度围护墙为计算单元进行计算。这在第 4 章及第 5 章中已经介绍过。钢筋混凝土支撑体系按平面封闭框架结构设计,其外荷载由围护体系直接作用在封闭框架周边与围护体系连接的围檩上。封闭框架的周边约束条件视基坑形状、地基土物理力学性质和围护体系的刚度而定。对这个封闭框架结构,要计算在最不利荷载作用下,产生的最不利的内力组合和最大水平位移。按照基坑的挖土方式及挖土

的不同阶段考虑多种不同工况，对每一种工况的不利荷载，分别计算围护体系和钢筋混凝土支撑体系的内力和水平位移。

### 1. 计算程序及要点

1) 选择合适的结构几何参数，计算钢筋混凝土支撑的水平变形刚度  $K_c$ 。

$$K_c = \frac{1}{\delta} \quad (6-22)$$

式中  $\delta$ ——钢筋混凝土支撑的变形柔度。其物理意义为：当钢筋混凝土支撑沿基坑周边承受单位均布支撑力  $R=1$  时，支撑点（即围檩）的水平位移。

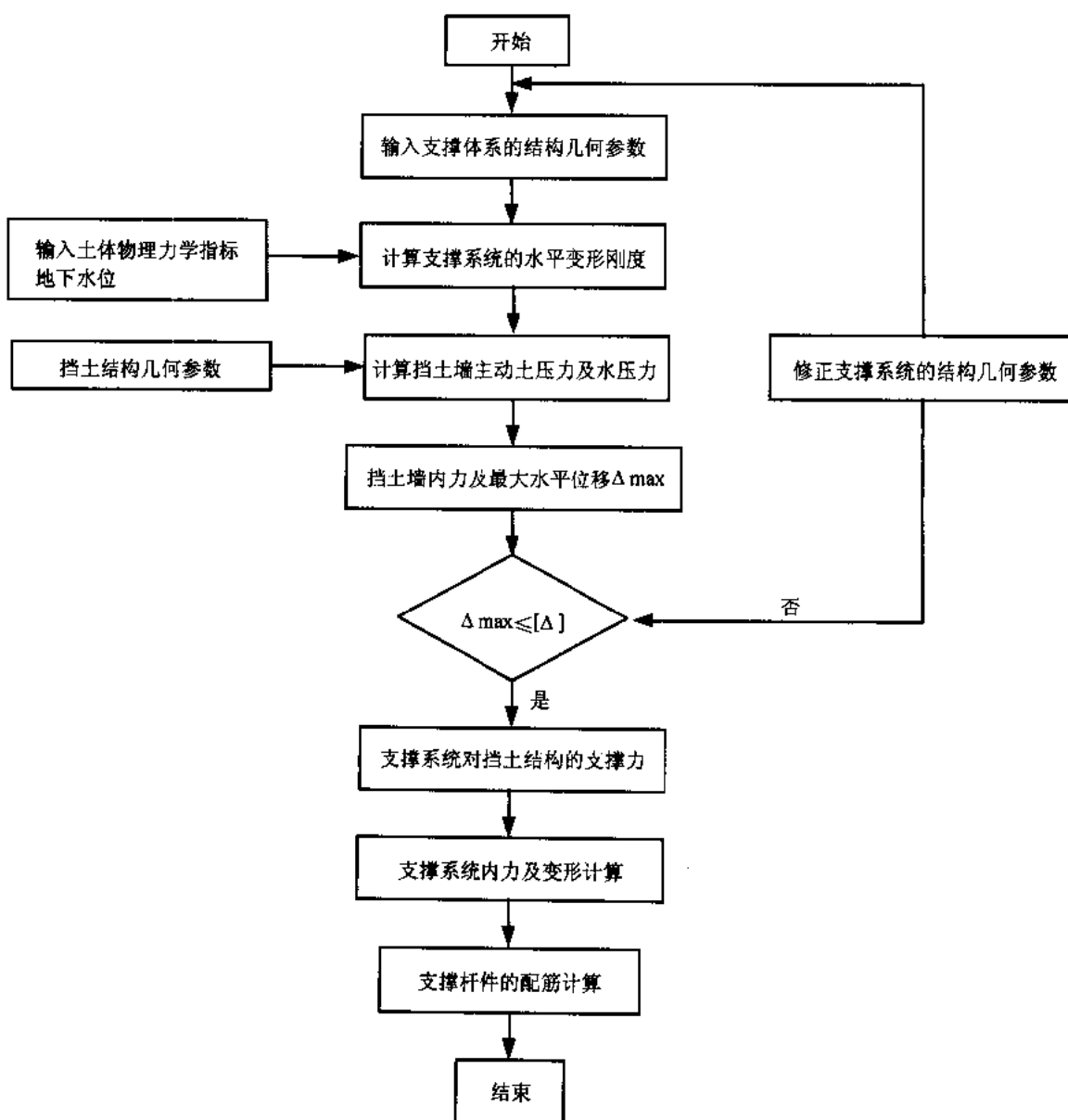


图 6-12 计算框图

由于钢筋混凝土支撑在支撑力作用下，围檩上不同截面的水平位移不相同，支撑刚度  $K_c$  也不相同。为了控制基坑墙体的最大水平位移，在计算时使其偏于安全，可取钢筋混凝土支撑围檩的最大水平位移为水平变形柔度。

2) 根据土层的物理力学性质指标，按杆系有限元法程序，计算围护墙的内力和墙体的最大水平位移  $\Delta_{\max}$ ，并求支撑对墙体结构的支撑力  $N$ 。

3) 判别基坑墙体最大水平位移是否满足

$$[\Delta_{\max}] \leq [\Delta] \quad (6-23)$$

式中  $[\Delta]$  —— 基坑边缘允许的最大水平位移。

如果式 (6-23) 不满足，则重新调整钢筋混凝土支撑的几何参数，提高其水平刚度，重复上述 1)、2)、3) 的计算，直至满足式 (6-23)。

当式 (6-23) 不满足时，为了调整整个基坑的刚度，通常可采取如下措施：

- 1) 调整支撑体系的标高；
- 2) 加大支撑杆件的截面尺寸，即增加支撑体系的水平变形刚度；
- 3) 加大挡墙墙体厚度或加大插入深度。

上述三种调整措施中，调整支撑体系的标高，对基坑水平变形的控制最有效，如果仍无法满足，再按 2)、3) 进行调整，直至式 (6-23) 满足。

4) 用有限元法计算钢筋混凝土支撑的内力并进行配筋计算。

## 2. 计算框图

计算框图如图 6-12 所示。

平面呈矩形的基坑，当采用灌注桩挡土和角撑体系的支撑时，由于长边承受坑外土压力的总和要比短边大，往往会产生机构位移，如图 6-13 所示。

当基坑各侧壁荷载相差较大时，如相邻基坑同时开挖，基坑坑外附近的相邻工程进行打桩施工以及其它因素引起基坑侧壁的不平衡荷载，可能引起整个基坑向一侧“漂移”，使支撑体系的刚体位移很大。

为了计算上述机构位移或刚体位移，需将支撑体系与挡土结构一同视为空间结构进行分析。

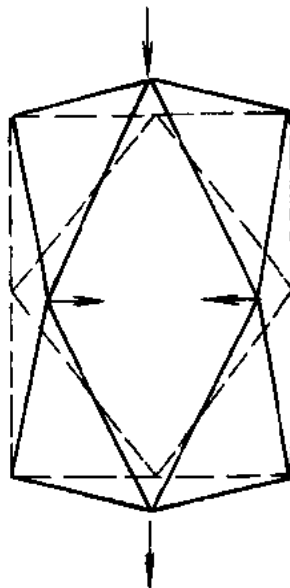


图 6-13 机构位移示意图

## 6.2.4 支撑结构的构造

### 6.2.4.1 钢结构支撑的构造

钢支撑和钢围檩的常用截面有钢管、H 钢、工字钢和槽钢，以及它们的组合截面，如图 6-14 所示。

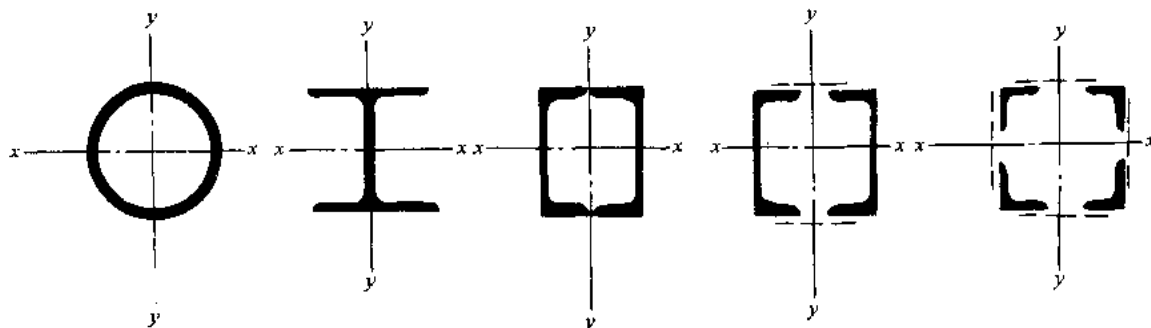
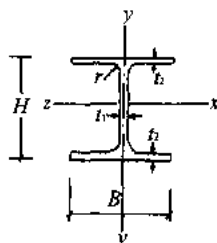


图 6-14 钢支撑的常用截面形式

表 6-3 及表 6-4 为常用 H 钢和钢管的规格与截面特征。

表 6-3 H 钢截面特征



截面尺寸/mm					截面积 /cm <sup>2</sup>	单位质量 /kg·m <sup>-1</sup>	截面特征					
标注尺寸 H×B	H×B	t <sub>1</sub>	t <sub>2</sub>	γ			惯矩 /cm <sup>4</sup>		截面模量 /cm <sup>3</sup>		回转半径 /cm	
							J <sub>x</sub>	J <sub>y</sub>	W <sub>x</sub>	W <sub>y</sub>	R <sub>x</sub>	R <sub>y</sub>
200×200	200×200	8	12	13	63.53	49.9	4720	1600	472	160	8.62	5.02
	200×204	12	12	13	71.53	56.2	4980	1700	498	167	8.35	4.88
250×250	250×250	9	14	16	92.18	72.4	10800	3650	867	292	10.8	6.29
	250×255	14	14	16	104.7	82.2	11500	3880	919	304	10.5	6.09
300×300	294×302	12	12	18	107.7	84.5	16900	5520	1150	365	12.5	7.16
	300×300	10	15	18	119.8	94.0	20400	6750	1360	450	13.1	7.51
	300×305	15	15	18	134.8	106	21500	7100	1440	466	12.6	7.26
350×350	344×348	10	16	20	146.0	115	33300	11200	1940	646	15.1	8.78
	350×350	12	19	20	173.9	137	40300	13600	2300	776	15.2	8.84
400×200	396×199	7	11	16	72.16	56.6	20000	1450	1010	145	16.7	4.48
	400×200	8	13	16	84.12	66.0	23700	1740	1190	174	16.8	4.54
400×300	390×300	10	16	22	136.0	107	38700	7210	1980	481	16.9	7.28

(续)

标注尺寸 $H \times B$	截面尺寸/mm				截面积 /cm <sup>2</sup>	单位质量 /kg · m <sup>-1</sup>	截面特征					
	$H \times B$	$t_1$	$t_2$	$\gamma$			惯矩		截面模量		回转半径	
							$J_x$	$J_y$	$W_x$	$W_y$	$R_x$	$R_y$
400×400	388×402	15	15	22	178.5	140	49000	16300	2520	800	16.6	9.54
	394×398	11	18	22	186.8	147	56100	18900	2850	951	17.3	10.1
	400×400	13	21	22	218.7	172	66600	22400	3330	1120	17.5	10.1
	428×407	20	35	22	360.7	283	119000	39400	5570	1930	18.2	10.4
	498×432	45	70	22	770.1	605	298000	94400	12000	4370	19.7	11.1
450×200	446×119	8	12	18	84.3	66.2	28700	1580	1290	159	18.5	4.33
	450×200	9	14	18	96.76	76.0	33500	1870	1490	187	18.6	4.40
450×300	440×300	11	18	24	157.4	124	56100	8110	2550	541	18.9	7.18
500×200	496×199	9	14	20	101.3	79.5	41900	1840	1690	185	20.3	4.27
	500×200	10	16	20	114.2	89.6	47800	2140	1910	214	20.5	4.33
	506×201	11	19	20	131.3	103	56500	2580	2230	257	20.7	4.43
500×300	482×300	11	15	26	145.5	114	60400	6760	2500	451	20.4	6.82
	488×300	11	18	26	163.5	128	71000	8110	2910	541	20.8	7.04
500×500	492×465	15	20	26	259.6	204	118000	33500	4800	1440	21.3	11.40
	502×465	15	25	26	306.1	240	147000	41900	5850	1800	21.9	11.70
	502×470	20	25	26	331.2	260	152000	43300	6060	1840	21.4	11.40
600×200	596×199	10	15	22	120.5	94.6	68700	1980	2310	199	23.9	4.05
	600×200	11	17	22	134.4	106	77600	2280	2590	228	24.0	4.12
	606×201	12	20	22	152.5	120	90400		2980	271	24.3	4.22
600×300	582×300	12	17	28	174.5	137	103000	7670	3530	511	24.3	6.63
	588×300	12	20	28	192.5	151	118000	9020	4020	601	24.8	6.85
	594×302	14	23	28	222.4	175	137000	10600	4620	701	24.9	6.90
700×300	692×300	13	20	28	211.5	166	172000	9020	4980	602	28.6	6.53
	700×300	13	24	28	235.5	185	201000	10800	5760	722	29.3	6.78
800×300	792×300	14	22	28	243.4	191	254000	9930	6410	662	32.3	6.39
	800×300	14	26	28	267.4	210	292000	11700	7290	782	33.0	6.62
900×300	890×299	15	23	28	270.9	213	345000	10300	7760	688	35.7	6.16
	900×300	16	28	28	309.8	243	411000	12600	9140	813	36.4	6.39
	912×302	18	34	28	361.0	286	498000	15700	10900	1010	37.0	6.50



表 6-4 钢管截面特征

外径 /mm	厚度 /mm	截面积 /mm <sup>2</sup>	重量 /kg · m <sup>-1</sup>	惯性矩 /cm <sup>4</sup>	截面模量 /cm <sup>3</sup>	回转半径 /cm	外表面积 /m <sup>2</sup> · m <sup>-1</sup>
500	9	138.8	109	41800	1670	17.4	1.57
	12	184.0	144	54800	2190	17.3	
	14	213.8	168	63200	2530	17.2	
600	9	167.1	131	73000	2430	20.9	1.88
	12	221.7	174	95800	3200	20.8	
	14	257.7	202	11100	3690	20.7	
	16	293.6	230	1250	4180	20.7	
700	9	195.4	153	117000	3330	24.4	2.20
	12	259.4	204	154000	4390	24.3	
	14	301.7	327	178000	5070	24.3	
	16	343.8	270	201000	5750	24.2	
406.4	9	112.4	88.4	22200	1090	14.0	1.27
	12	148.7	117	28900	1420		
508.0	9	141.1	111	43900	1730	17.6	1.59
	12	187.0	147	57500	2260	17.5	
	14	217.3	171	66300	2610	17.5	
609.6	9	169.8	133	76600	2510	21.2	1.91
	12	225.3	177	101000	3300	21.1	
	14	262.0	206	116000	3180	21.1	
	16	298.4	234	132000	4320	21.0	
711.2	9	198.5	156	122000	3440	24.8	2.23
	12	263.6	207	161000	4530	24.7	
	14	306.6	241	186000	5240	24.7	
	16	349.4	274	212000	5940	24.6	
812.8	9	227.2	178	184000	4520	28.4	2.55
	12	301.9	237	242000	5960	28.3	
	14	351.3	276	280000	6900	28.2	
	16	400.5	314	318000	7820	28.2	
914.4	12	340.2	267	346000	7580	31.9	2.87
	14	396.0	311	401000	8780	31.8	
	16	451.6	354	456000	9970	31.8	
	19	534.5	420	536000	11700	31.7	
1016	12	378.5	297	477000	9390	35.5	3.19
	14	440.7	346	553000	10900	35.4	
	16	502.7	395	628000	12400	35.4	
	19	595.1	467	740000	14000	35.2	

节点构造是钢支撑设计中需要充分注意的一个重要内容，不合适的连接构造容易使基坑产生过大变形。

图 6-15 是 H 钢和钢管的几种拼接方法。其中图 6-15a 为螺栓连接，图 6-15b 为焊接。焊接连接一般可以达到截面等强度要求，传力性能较好，但现场工作量较大。螺栓连接的可靠性不如焊接，但现场拼装方便。

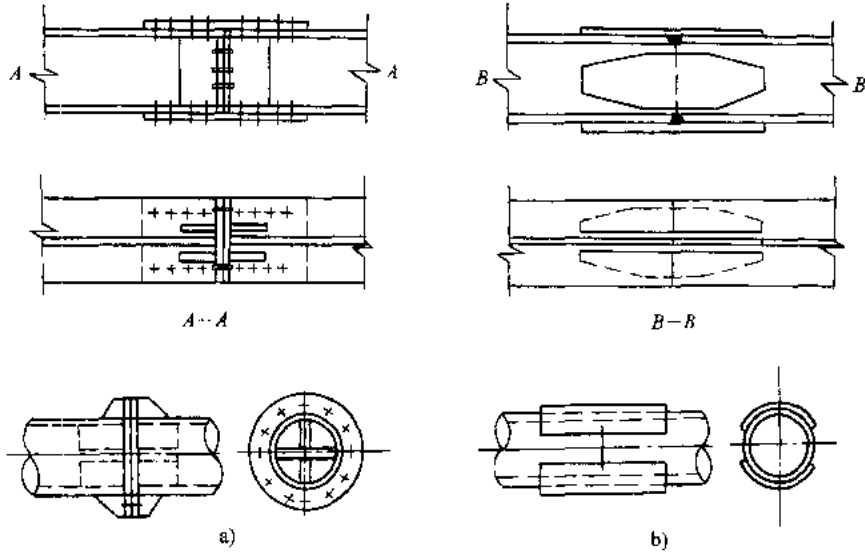


图 6-15 H 钢和钢管的拼接

a) 螺栓连接 b) 焊接

用 H 钢作围檩时，虽然在它的主平面内抗弯性能很好，但抗剪和抗扭性能较差，需要采取合适的构造措施加以弥补。图 6-16 是 H 钢围檩和支撑的连接，在围檩和围护墙之间填充细石混凝土可以使围檩受力均匀，避免受偏心力作用和产生扭转；在围檩和支撑的腹板上焊接加劲板可以增强腹板的稳定性和提高截面的抗扭刚度，防止局部压曲破坏。

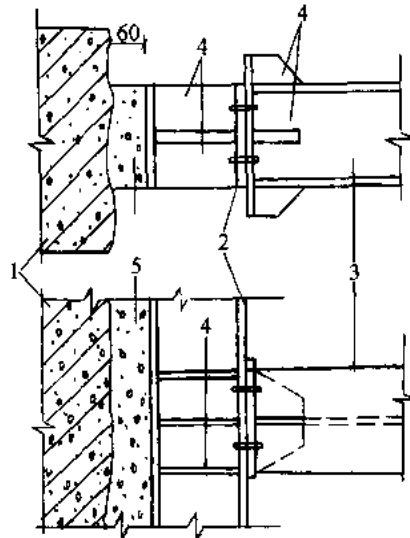


图 6-16 钢支撑和围檩的连接

1—围护墙 2—钢围檩 3—钢支撑 4—加劲板 5—细石混凝土填缝

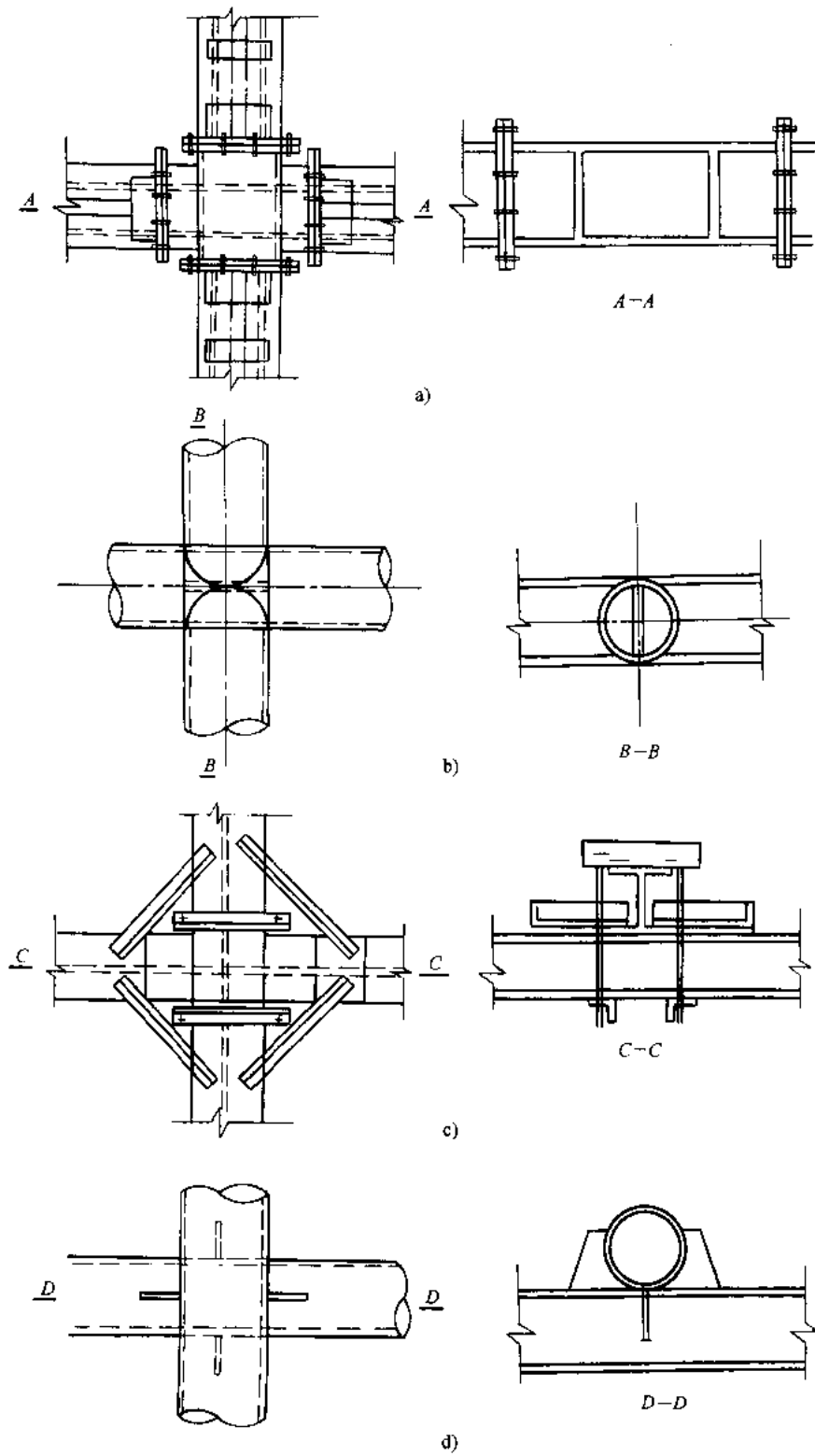


图 6-17 支撑交叉处的连接方式

a) H 钢平接 b) 钢管平接 c) H 钢叠接 d) 钢管叠接

纵横向水平支撑交叉点的连接有平接和叠接两种，如图 6-17 所示。一般说，平接节点

比较可靠，可以使支撑体系形成较大的平面刚度。迭接连接施工方便，但是这种连接能否有效限制支撑在水平面内的压屈变形是值得怀疑的。

#### 6.2.4.2 现浇钢筋混凝土支撑的构造

钢筋混凝土支撑体系应在同一平面内整浇。支撑及围檩一般采用矩形截面。支撑截面高度除应满足受压构件的长细比要求（不大于 75）外，还应不小于其竖向平面内计算跨度（一般取相邻立柱中心距）的 1/20。围檩的截面高度（水平向尺寸）不应小于其水平方向计算跨度的 1/8，围檩的截面宽度（竖向尺寸）不应小于支撑的截面高度。

混凝土围檩与围护墙之间不应留水平间隙。在竖向平面内围檩可采用吊筋与墙体连接，吊筋的间距一般不大于 1.5m，直径可根据围檩及水平支撑的自重，由计算决定。

当混凝土围檩与地下连续墙之间需要传递水平剪力时，应在墙体上沿围檩长度方向预留剪力钢筋或剪力槽。

#### 6.2.4.3 立柱构造

一般情况下，在基坑开挖面以上采用格构式钢柱，其断面如图 6-18 所示，以方便主体工程基础底板钢筋施工，同时也便于和支撑构件连接。开挖面以下可采用直径不小于 650mm 的钻孔桩（也可利用工程桩），或采用与开挖面以上立柱截面相同的钢管及 H 型钢桩。当为钻孔桩时，其上部钢立柱在桩内的埋入长度应不小于钢立柱长边的四倍，并与桩内钢筋笼焊接。

为防止立柱沉降或坑底土回弹对支撑结构的不利影响，立柱的下端应支承在较好的土层上。在软土地区，立柱在开挖面以下的埋置深度不宜小于基坑开挖深度的 2 倍。

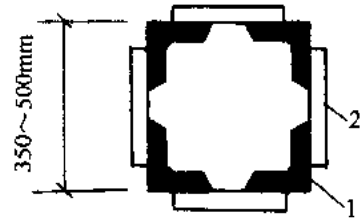


图 6-18 上立柱截面形式  
1—角钢 L120×10 2—缀板或缀条

#### 6.2.5 支撑结构的施工要点

支撑结构设计布置合理以后，确保施工质量也是非常重要的。支撑的安装和拆除顺序必须与支护结构的设计工况相符合，并与土方开挖和主体施工顺序密切配合。所有支撑应在地基上开槽安装，在分层开挖原则下做到先安装支撑，后开挖下部土方。在主体结构底板或楼板完成后，并达到一定的设计强度，可借助底板或楼板构件的强度和平面刚度，拆除相应部位的支撑，但在此之前必须先围护墙与主体结构之间设置可靠的传力构造，如图 6-19 所示。传力构件的截面应按楔撑工况下的内力确定。当不能利用主体结构楔撑时，应按楔撑工况下的内力先安装好新的支撑系统后，才能拆下原来的支撑系统。

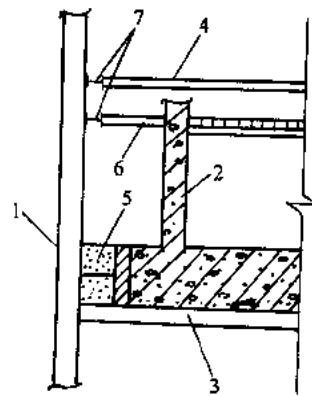


图 6-19 利用主体结构楼盖楔撑  
1—围护墙 2—地下室外墙 3—混凝土垫层  
4—水平支撑 5—现浇混凝土带  
6—短撑 7—围檩

对于采用混凝土支撑的基坑，一般应在混凝土强度达到设计强度的 80% 以上后，才能

开挖支撑以下的土方。混凝土支撑拆除一般采用爆破方法，爆破作业事先应做好施工组织设计，严格控制药量和引爆时间，并对周围环境和主体结构采取有效的安全防护措施。

钢支撑的施工，必须制订严格的质量检验措施，保证构件和连接节点的施工质量。

根据场地条件、起重设备能力和具体的支撑布置，尽可能在地面把构件拼装成较长的安装段，以减少在基坑内的拼装节点。对使用多年的钢支撑，应通过检查确认其尺寸等符合使用要求方能使用。钢围檩的坑内安装段长度不宜小于相邻 4 个支撑点之间的距离。拼装点宜设置在主支撑点位置附近。支撑构件穿越主体工程底板或外墙板时，应设置止水片。

钢支撑在安装就位后，应按设计要求施加预压力，有条件时应在每根支撑上设置有计量装置的千斤顶，这样可以防止预压力松弛。当逐根加压时，应对邻近支撑预压力采取复校。当支撑长度超过 30m 时，宜在支撑两端同时加压。支撑预压力应分级施加，重复进行。一般情况下，预压力控制在设计轴力的 50%，不宜过高。当预压力取用支撑轴力的 80% 以上时，应防止围护结构的外倾、损坏和对坑外环境的影响。

## 6.3 土层锚杆支撑的设计与施工

### 6.3.1 概述

土层锚杆是在岩石锚杆基础上发展起来的，在 50 年代前岩石锚杆就在隧道衬砌结构中应用。1958 年德国首先在深基坑开挖中用于挡土墙支护，锚杆进入非粘性土层。

锚杆是一种新型的受拉杆件，它的一端与工程结构物或挡土桩墙联结，另一端锚固在地基的土层或岩层中，以承受结构物的上托力、拉拔力、倾侧力或挡土墙的土压力、水压力，它利用地层的锚固力维持结构物的稳定。

使用锚杆技术的优点有：

(1) 用锚杆代替内支撑，它设置在围护墙背后，因而在基坑内有较大的空间，有利于挖土施工；

(2) 锚杆施工机械及设备的作业空间不大，因此可为各种地形及场地所选用；

(3) 锚杆的设计拉力可由抗拔试验来获得，因此可保证设计有足够的安度；

(4) 锚杆可采用预加拉力，以控制结构的变形量；

(5) 施工时的噪声和振动均很小。

我国最早用于地铁工程，80 年代初开始用于高层建筑深基坑支护。在天然土层中，锚固方法以钻孔灌浆为主，一般称为灌浆锚杆。受拉杆件有粗钢筋、高强钢丝束和钢绞线等不同的类型，锚杆层数从一层发展到深坑中的四层锚杆。

### 6.3.2 锚杆的构造及类型

#### 6.3.2.1 锚杆的构造

锚杆支护体系由挡土结构物与土层锚杆系统二部分组成，如图 6-20 所示。

挡土结构物包括地下连续墙、灌注桩、挖孔桩及各种类型的板桩等。

灌浆土层锚杆系统由锚杆（索）、自由段、锚固段及锚头、垫块等组成。

锚固段的型式有圆柱型、扩大端部型及连续球型，如图 6-21 所示。对于拉力不高，临时性挡土结构可采用圆柱型锚固体；锚固于砂质土、硬粘土层并要求较高承载力的锚杆，可采用端部扩大头型锚固体；锚固于淤泥质土层并要求较高承载力的锚杆，可采用连续球体型锚固体。

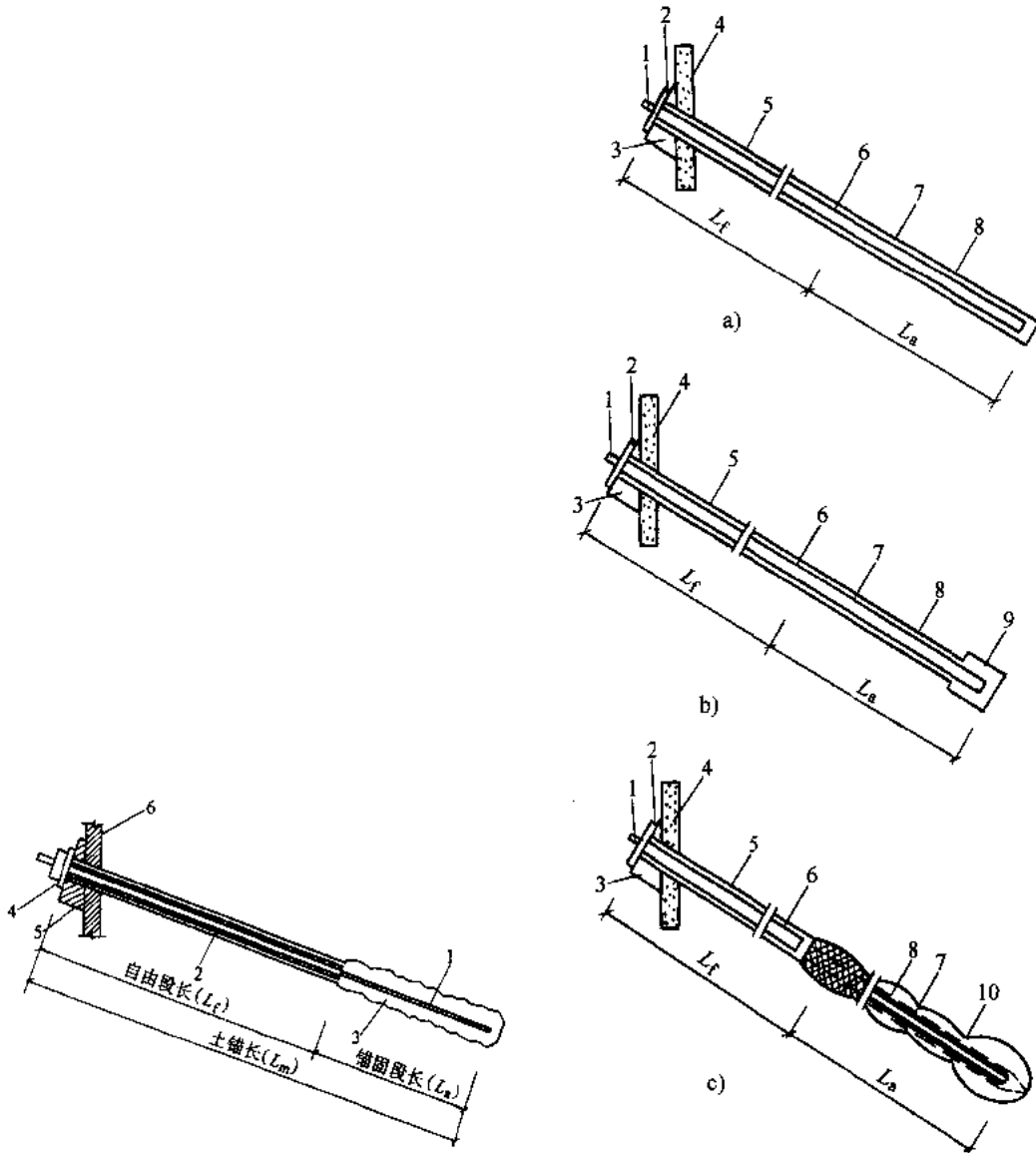


图 6-20 灌浆土层锚杆系统的构造示意图

- 1—锚杆（索） 2—自由段 3—锚固段
- 4—锚头 5—垫块 6—挡土结构

图 6-21 锚固段的型式

- a) 圆柱型 b) 扩大端部型 c) 连续球型
- 1—锚具 2—承压板 3—台座 4—围护结构 5—钻孔
- 6—注浆防腐处理 7—预应力筋 8—圆柱型锚固体
- 9—端部扩大头 10—连续球体  $L_f$ —自由段长度  $L_a$ —锚固段长度

### 6.3.3 土锚的设计

#### 6.3.3.1 土锚的抗拔作用

锚杆受力机理如图 6-22 所示。当锚固段锚杆受力时，首先通过锚杆与周边水泥砂浆握裹力传到砂浆中，然后通过砂浆传到周围土体。随着拉力的增加，当锚固段内发挥最大粘结力时，就发生与土体的相对位移，随即发生土与锚杆的摩阻力，直到极限摩阻力。

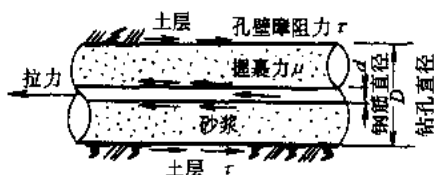


图 6-22 锚杆受力机理

$r$ —孔壁对砂浆的平均摩阻力  $\mu$ —砂浆对钢筋的平均握裹力

影响锚杆抗拔力的因素有：

#### 1. 土层对抗拔力的影响

由于土层的强度远低于砂浆强度，因而土层锚杆孔壁对于砂浆的摩阻力取决于土层的抗剪强度。

由锚杆的抗拔试验也可看出，锚固段在淤泥质土中比在粘质粉土或粉细砂中的极限抗拔力要小得多。图 6-23 表示锚杆的拉力—位移曲线，图中锚杆 a、b，其锚固段主要在粘质粉土与粉细砂中，锚杆 c 的锚固段主要在淤泥质粘土中。从试验结果可见，锚杆 c 的极限抗拔力为 400kN。锚杆 a、b 的试验曲线未出现拐点，按位移 100mm 时的抗拔力作为极限抗拔力为 750kN，要相差约 1.87 倍。

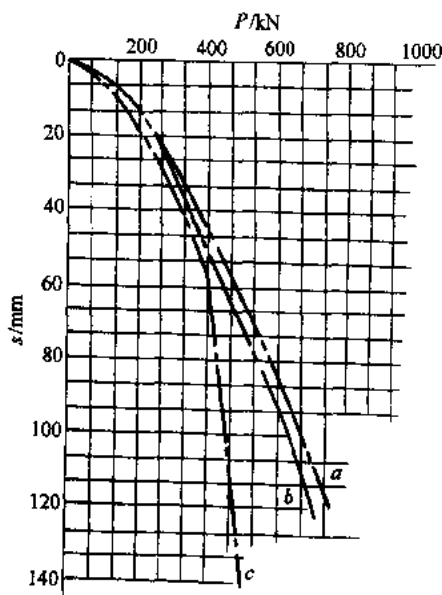


图 6-23 锚杆拉力—位移 ( $p-s$ ) 曲线

## 2. 灌浆对锚杆抗拔力的影响

灌浆对锚杆抗拔力起很大的作用，当采取措施（如在锚固段端头加堵浆器）增大灌浆压力后，水泥浆会更多的渗入到周围土层中去，增加了锚固体与土层的摩阻力，从而增加了锚杆的抗拔力。有试验表明，锚杆在粉砂层中，当灌浆压力为 1MPa 时其极限抗拔力为 300kN，当灌浆压力增加到 2.5MPa 时，其极限抗拔力达 900kN。但当灌浆压力超过 4MPa 时，抗拔力增长就很小了。

采用二次灌浆能提高锚杆的极限抗拔力。上海太平洋饭店基坑，采用钢筋混凝土板桩与斜土锚的支护结构。该场地处于饱和淤泥质土层，采用二次灌浆法，锚固段第一次灌浆体强度达到 5N/mm<sup>2</sup> 时，采用 2~3MPa 的压力冲破有一定强度的灌浆体，浆液向土体渗透和扩散，形成不规则的水泥浆镶嵌体，使锚杆的抗拔力大大提高，如表 6-5 所示。

表 6-5 一次灌浆与二次灌浆锚杆极限抗拔力的比较

序号	钻孔直径/mm	锚固长度/m	灌浆方式		锚杆极限抗拔力/kN
			一次注浆压力/MPa	二次注浆压力/MPa	
1	168	24	0.6~0.8	—	420
2	168	24	0.6~0.8	2.0~3.0	800
3	168	24	0.6~0.8	2.2~2.5	1000
4	168	24	0.6~0.8	1.4~2.6	800

## 3. 锚杆形式对抗拔力的影响

锚杆的锚固段不同型式，如图 6-21 所示，其极限抗拔力有很大差别。例如锚杆底部形成扩大头（图 6-21b），或以机械扩成几个连续球型（图 6-21c），它们的抗拔力能增大很多。

### 6.3.3.2 锚杆的承载能力

锚杆的极限承载力（极限抗拔力）可按土的抗剪强度计算确定，也可按锚杆的抗拔试验确定。

#### 1. 按土的抗剪强度确定锚杆的极限承载力

锚杆的极限抗拔力的基本公式为

$$T_u = \pi D L_e \tau \quad (6-24)$$

式中  $T_u$ ——土锚的极限抗拔力；

$D$ ——土锚钻孔的直径；

$L_e$ ——锚固段有效长度；

$\tau$ ——锚固段周边土的抗剪强度。

式中表明，锚杆的抗拔力取决于钻孔直径  $D$ 、有效锚固长度  $L_e$  和砂浆与锚固体孔壁周边的抗剪强度  $\tau$ 。其中  $\tau$  的数值又受土层性质、土锚所处的埋置深度、土锚类型和施工灌浆工艺过程等许多复杂因素的影响。

当采用二次压力灌浆工艺时，上海地区锚固体与土层之间的极限摩阻力可参考表 6-6 采用。



表 6-6 锚固体与土层的极限摩阻力试验值 (上海地区)

土层名称	埋藏深度/m	极限摩阻力 $\tau$ /kPa
褐黄色粉质粘土层	0~3.0	33
灰色粉质粘土层	1.5~7.5	43
灰色淤泥层粘土层	3.0~6.5	22
灰色粉质粘土层	6.5~14.0	22~40
灰色粘土层	14.0~20.0	32
灰色粉砂层	20 以下	64

北京地区根据五个工程的锚杆的试验,提出了不同土层的平均抗剪强度,如表 6-7 所示。

表 6-7 北京地区土的抗剪强度

试验号	主要土层	锚固段长度 /m	有效锚固 长度 /m	有效锚固 面积 /m <sup>2</sup>	极限抗拔 力 /kN	抗剪强度 /kN·m <sup>-2</sup>	平均抗剪强度 /kPa
1	粘质粉土	14.5	14.5	7.29	420	57.6	53.8 (0.054MPa)
2	夹有 2~3m	14.5	14.5	7.29	390	54.5	
3	淤泥质粉质	14.5	14.5	7.29	390	54.5	
4	粘土	18.6	16.4	8.24	400	48.5	
5	粘质粉	18.6	18.6	9.3	600	64.5	68.6 (0.068MPa)
6	土夹有	18.5	18.5	9.3	600	64.5	
7	1~2m 细砂	18.36	18.35	9.1	700	76.9	
8	粉细砂	15.6	9.5	4.78	950	198.7	180.4 (0.1804MPa)
9	中细砂	18.6	11.0	5.50	1050	190.9	
10	夹有粉质粘土	18.6	11.0	5.50	950	172.7	
11		21.0	12.5	6.28	1000	159.2	
12		14.40	10.00	5.03	2100	417.5	430.7 (0.431MPa)
13	1~2m 中细砂石为	14.40	10.00	5.03	2100	417.5	
14	砂卵石	14.40	10.00	5.03	2300	457.3	

注:有效锚固长度为测试出的有效段,如锚固长度为 14.4m,测试时沿锚固长度 10m 处已无应力。

## 2. 锚杆抗拔试验

在锚杆工程施工前,应进行锚杆的锚固体与地基土之间的极限抗拔力试验,以验证设计所估算的锚固长度是否足够安全,并可检验所采用的土质参数是否合理。

1) 试验设备。锚杆抗拔试验的试验设备主要有加载装置、量测装置及反力装置三部分。加载装置一般采用穿心式液压千斤顶,如粗钢筋用 YC-60 张拉千斤顶,单根钢绞线和 7  $\phi$ 5mm 钢丝束张拉用 YC 20D 千斤顶等。拉力量测可用压力表或荷载传感器。位移量测可用百分表或位移传感器。

2) 试验方法与步骤。现场钻孔、灌浆后的锚杆,待砂浆强度达到 70%后才能进行抗拔

试验。一般情况下对普通水泥必须养护 8 天左右, 早强水泥 4 天左右。荷载分级施加, 每级荷载按预估极限荷载的  $1/10 \sim 1/15$  施加, 直至破坏。加载后每隔  $5 \sim 10 \text{min}$  测读一次变位。稳定标准为连续 3 次读数的累计变位量不超过  $0.1 \text{mm}$ 。稳定后即可加下一级荷载。若变位量不断有所增加直至 2 小时后仍不能稳定者即认为锚杆已达破坏。卸载分级约为加荷的  $2 \sim 4$  倍, 直至荷载全部卸除后, 测得残余变位值。

3) 根据试验结果可绘制荷载一位移曲线, 如图 6-23 所示, 锚杆 c 的极限抗拔力为  $400 \text{kN}$ 。

### 3. 锚杆的蠕变试验

对于设置在岩层和粗粒土里的锚杆, 没有蠕变问题。但对于设置在软土里的锚杆, 必须做蠕变试验, 判定可能发生的蠕变变形是否在容许范围内。

蠕变试验需用能自动调整压力的油泵系统, 使用于锚杆上的荷载保持恒量, 不因变形而降低, 然后按一定时间间隔 ( $1 \text{min}$ 、 $2 \text{min}$ 、 $3 \text{min}$ 、 $4 \text{min}$ 、 $5 \text{min}$ 、 $10 \text{min}$ 、 $15 \text{min}$ 、 $20 \text{min}$ 、 $25 \text{min}$ 、 $30 \text{min}$ 、 $45 \text{min}$ 、 $60 \text{min}$ ) 精确测读  $1 \text{h}$  变形值, 在半对数坐标纸上绘制蠕变时间关系如图 6-24 所示。曲线 (近似为直线) 的斜率即锚杆的蠕变系数  $K_s$ ,

$$K_s = \frac{\Delta s}{\lg \frac{t_2}{t_1}} \quad (6-25)$$

式中  $\Delta s$ 、 $t_1$  及  $t_2$  如图 6-24 所示。

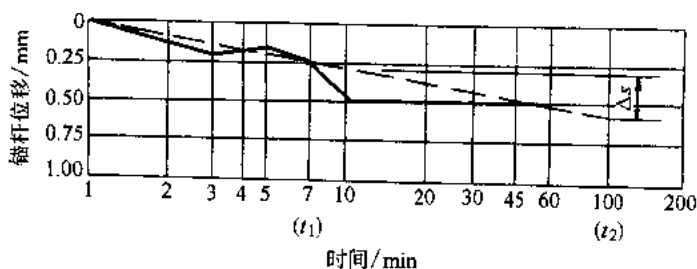


图 6-24 蠕变试验的时间与变位关系曲线

一般认为,  $K_s \leq 0.4 \text{mm}$ , 锚杆是安全的;  $K_s > 0.4 \text{mm}$  时, 锚固体与土之间可能发生滑动, 使锚杆丧失承载力。

### 6.3.3.3 锚杆设计

#### 1. 设计步骤

在进行土锚设计前, 应进行场地调查及工程地质勘察。查明附近建筑物 (基础构造、有无地下室、地下室的结构、形状)、地下公用设施 (地铁、上下水管道、煤气管道等) 的位置、周围道路、河道等, 以免在施工时发生意外事故。

- 1) 确定基坑支护方案, 根据基坑开挖深度和土的参数, 确定锚杆的层数、间距、倾角等。
- 2) 计算挡墙单位长度所受各层锚杆的水平力。
- 3) 根据锚杆的倾角、间距, 计算锚杆轴力。
- 4) 计算锚杆锚固段长度。
- 5) 计算锚杆自由段长度。

- 6) 计算桩、墙与锚杆的整体稳定。
- 7) 计算锚杆锚索(粗钢筋或钢绞线)的断面尺寸。
- 8) 计算锚杆腰梁断面尺寸。
- 9) 绘制锚杆施工图。

## 2. 锚杆布置

1) 锚杆层数。一般在基坑施工中,须先挖到锚杆标高,然后进行锚杆施工,待锚杆预应力张拉后,方可挖下一层土。因此,多一层锚杆,就会增加一次施工循环。在可能情况下,以少设锚杆层数为好。

2) 锚杆间距。锚杆间距大,增大锚杆承载力,间距过小易于产生群锚效应。

3) 倾角。倾角是锚杆与水平线的夹角,它与施工机械性能有关,与地层土质有关。一般来说,倾角大时,锚杆可以进入较好的土层,但垂直分力大,对支护桩及腰梁受力大,可能造成挡土结构和周围地基的沉降。一般采用的倾角在 $15^{\circ} \sim 35^{\circ}$ 之间。

## 3. 锚杆抗拔安全系数

土层锚杆的抗拔安全系数是指土层锚杆的极限抗拔力与锚杆的设计容许荷载的比值。表 6-8 表示国外及我国香港规定的土层锚杆抗拔安全系数。

表 6-8 土层锚杆的抗拔安全系数

国家(地区) 锚杆性质	德国	日本	法国	瑞士(SN533-191)			中国香港标准			FIP(最小安全系数)		
	DIN4125	(JSFD-77)	(欧洲)	次要	重要	最重要	次要	重要	最重要	次要	重要	最重要
临时锚杆	1.33	1.5	1.33	1.30	1.50	1.60	1.60	1.60	1.80	1.40	1.60	1.80
永久锚杆	1.50	2.5	1.67	1.60	1.80	2.00	1.80	2.00	2.00			

我国土锚技术也取得了丰富的实践经验,铁道部科学研究院根据土层原型拉拔试验提出当以现场试验的屈服拉力作为设计依据时,应采用不小于 1.5 的安全系数,若以极限拉力作为设计依据,临时性土锚采用 2.0,永久性土锚采用 2.5;同济大学对上海土层情况,根据土锚的蠕变性能,提出安全系数为 1.54。

我国工程建设标准化协会行业标准《土层锚杆设计与施工规范》(CECS 22—90)规定的土层锚杆的抗拔安全系数见表 6-9。

表 6-9 锚杆安全系数表

危害轻微,不会构成公共安全问题		危害较大,但公共安全无问题		危害大,会出现公共安全问题	
临时锚杆	永久锚杆	临时锚杆	永久锚杆	临时锚杆	永久锚杆
1.4	1.8	1.6	2.0	1.8	2.2

上海市标准《基坑工程设计规程》(DBJ 08—61—97)规定锚固安全系数为 1.5,当使用年限超过两年或周围环境要求较高时可取 2.0。

#### 4. 土锚锚固段长度的计算

圆柱型水泥压浆锚杆的锚固段长度  $L_a$  按下式计算:

$$L_a = \frac{K_m N_t}{\pi d_m \tau} \quad (6-26)$$

式中  $d_m$ ——锚固段直径, 可取钻头直径的 1.2 倍;

$K_m$ ——锚固安全系数, 取  $K_m=1.5$ ; 当使用年限超过两年或周围环境要求较高时, 可取  $K_m=2.0$ ;

$N_t$ ——土层锚杆设计轴向拉力, 即按挡墙计算得到的锚拉力;

$\tau$ ——锚固体与土层之间的剪切强度, 可按各地积累的经验取用, 上海地区可参考表 6-6 采用。或者按式  $\tau=c+\sigma \tan \delta$  确定;

$c$ ——土体内聚力;

$\sigma$ ——锚固段中点的上覆压力;

$\delta$ ——锚固段与土体之间的摩擦角, 通常取  $\delta=(1/3\sim 1/2)\phi$ 。当采用二次压力注浆工艺时, 取  $\delta=\phi$ , 其中  $\phi$  为土体的固结块剪的内摩擦角峰值。

#### 5. 自由段长度的计算

如图 6-25 所示,  $O$  点为土压力零点,  $OE$  为假想滑裂面, 锚杆  $AD$  与水平线  $AC$  夹角  $\alpha$ ,  $AB$  为非锚固段 (即自由段) 长度, 可由几何关系求得

$$AB = \frac{AO \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \sin\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)}{\sin\left(135^\circ - \frac{\phi}{2} - \alpha\right)} \quad (6-27)$$

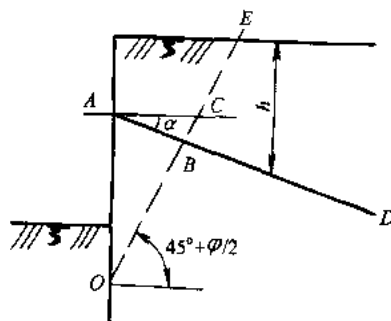


图 6-25 锚杆自由端长度计算简图

#### 6. 土层锚杆总长度的计算

土层锚杆总长度可按下式计算:

$$L_m = L_a + L_f \quad (6-28)$$

式中  $L_m$ ——锚杆 (索) 总长度;

$L_a$ ——锚固段长度, 由式 (6-26) 计算确定;

$L_f$ ——自由变形段长度, 应取超过滑裂面 0.5~1.0m 的长度, 即按式 (6-27) 确定的  $AB$  长度再加 0.5~1.0m。

#### 7. 锚杆 (索) 截面积计算

土层锚杆 (索) 截面积可按下式计算:

$$A = \frac{K_{mj} N_t}{f_{pit}} \quad (6-29)$$

式中  $A$ ——锚杆(索)的截面积;  
 $N_t$ ——土层锚杆(索)设计轴向拉力;  
 $f_{pit}$ ——锚杆(索)材料的设计标准强度值;  
 $K_{mj}$ ——安全系数,取 1.3。

### 8. 锚杆整体稳定性计算

#### (1) 整体破坏模式

锚杆抗拔力虽已有安全系数,但是挡土桩、墙、锚杆、土体组成的结构,有可能出现整体性破坏。一种是从桩脚向外推移,整个体系沿着一条假定的滑缝下滑,造成土体破坏,如图 6-26 所示;另一种是,桩、墙,锚杆的共同作用超过土的安全范围,因而从桩脚处剪力面开始向墙拉结的方向形成一条深层滑缝,造成倾覆,如图 6-27 所示。

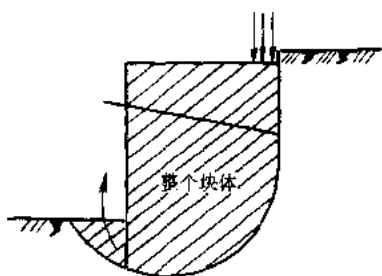


图 6-26 土体破坏下滑

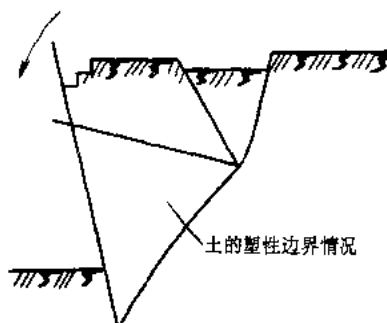


图 6-27 深层滑动破坏

#### (2) 稳定性验算

土层锚杆围护墙整体稳定性验算,通常采用通过墙底土层的圆弧滑动面计算。

深层滑移稳定性验算,可按德国学者克兰茨(E.Kranz)方法进行。对于单层锚杆围护墙的深层滑移稳定性验算如图 6-28 所示,采用作图分析法,具体步骤如下:

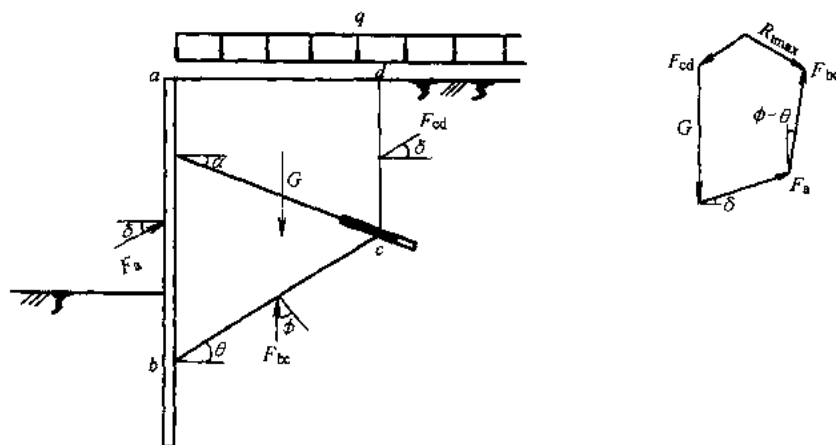


图 6-28 单层锚杆深层滑移稳定性验算

$G$ —滑动上体的重量(包括地面超载)  $F_a$ —作用于围护墙上的主动土压力合力

$F_{cd}$ —作用于  $cd$  面上的主动土压力合力  $F_{bc}$ — $bc$  面上的反力的合力

1) 通过锚固段中点  $c$  与围护墙的假想支承点  $b$  连一直线, 再过  $c$  点作竖直线交地面于  $d$  点, 确定土体稳定性验算的范围。

2) 力系验算, 包括土体自重及地面超载  $G$ , 围护墙主动土压力的合力  $F_a$ ,  $cd$  面上土体主动土压力以合力  $F_{cd}$ ,  $bc$  面上以合力  $F_{bc}$ ;

3) 作力多边形, 求出力多边形以平衡力, 即锚杆拉力  $R_{\max}$ ;

4) 按下式计算深层滑移稳定性安全系数  $K_{ms}$ ;

$$\frac{R_{t\max}}{N_t} \geq K_{ms} \quad (6-30)$$

式中  $N_t$ ——土层锚杆设计轴向拉力;

$K_{ms}$ ——深层滑移稳定安全系数,  $K_{ms}=1.2\sim 1.5$ 。

二层及二层以上土锚挡墙的稳定性, 其验算方法与单层锚杆相同。所不同的是滑动楔体中, 存在与锚杆排数相同的多个滑裂面, 需对每一个滑裂面进行验算, 确保每一个滑裂面都满足规定的安全度要求。

### 6.3.4 土锚的施工

#### 6.3.4.1 施工工艺

土层锚杆施工过程, 包括钻孔、安放拉杆, 灌浆和张拉锚固, 如图 6-29 所示。在基坑开挖至锚杆埋设标高时, 按图示施工顺序进行, 然后循环进行第二层等的施工。

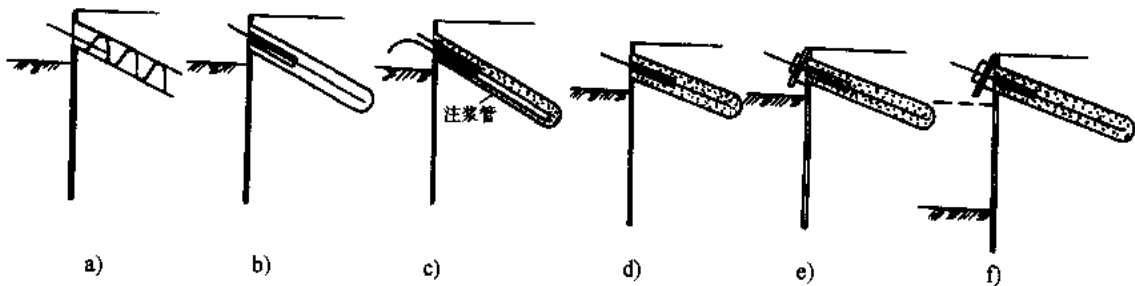


图 6-29 锚杆施工顺序示意图

a) 钻孔 b) 插入钢筋或钢丝绳 c) 灌浆 d) 养护 e) 安装锚头, 预应力张拉 f) 挖土

#### 6.3.4.2 施工要点

##### 1. 钻孔

土层锚杆的钻孔工艺, 直接影响土层锚杆的承载能力、施工效率和整个支护工程的成本。

土层锚杆钻孔用的钻孔机械, 有旋转式钻孔机、冲击式钻孔机和旋转冲击式钻孔机三类。

我国目前在土层锚杆钻孔中常用的钻孔机械, 一部分是从国外引进的土层锚杆专用钻机, 一部分是利用我国常用的地质钻机和工程钻机加以改装用来进行土层锚杆钻孔, 如 XU-300 型、XU-600 型、XJ-100 型和 SH-30 型钻机等。

## 2. 锚拉杆的制作与安放

作用于支护结构（钢板桩、地下连续墙等）上的荷载是通过拉杆传给锚固体，再传给锚固土层的。土层锚杆用的拉杆有：粗钢筋、钢丝束和钢绞线。当土层锚杆承载能力较小时，一般采用粗钢筋；当承载能力较大时，一般选用钢丝束和钢绞线。

制作锚拉杆需要用切断机、电焊机或对焊机等。

用粗钢筋制作时，为了承受荷载需要采用的拉杆是 2 根以上组成的钢筋束时，应将所需长度的拉杆点焊成束，间隔 2~3m 点焊一点。为了使拉杆钢筋能放置在钻孔的中心以便插入，可在拉杆下部焊船形支架，间距 1.5~2.0m 一个。为了插入钻孔时不致于从孔壁带入大量的土体到孔底，可在拉杆尾端放置圆形锚靴。

在孔口附近的拉杆应事先涂一层防锈漆并用两层沥青玻璃布包扎做好防锈层。

国内常用钢绞线锚索，一般钢绞线由 3, 5, 7, 9 根成索。钢绞线的制作是通过分割器（隔离件）组成，基距离为 1.0~1.5m，如图 6-30 所示。

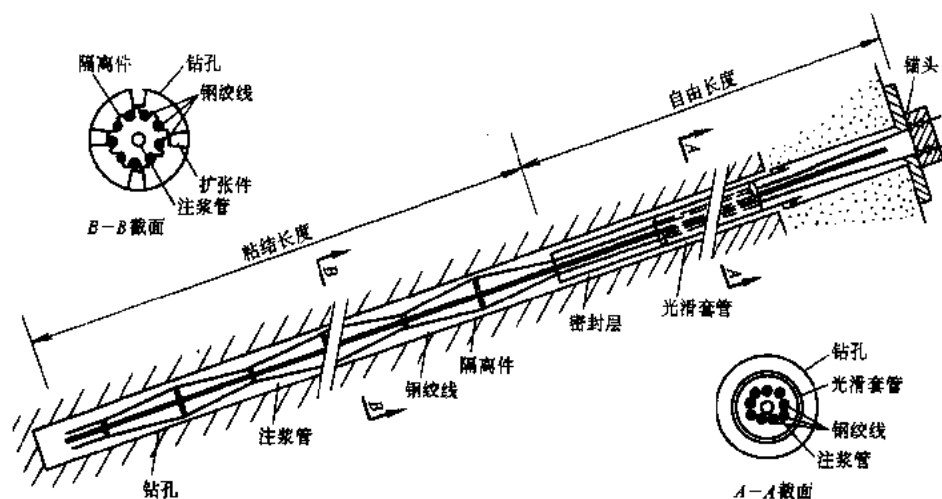


图 6-30 多股钢绞线锚杆示意图

## 3. 灌浆

灌浆材料用 325 号以上的水泥，浆液配合比（重量比），可按表 6-10 采用。

表 6-10 土层锚杆注浆浆液配合比（重量比）

注浆次序	浆液	425 硅酸盐水泥	水	砂 ( $d < 0.5\text{mm}$ )	早强剂
第一次	水泥砂浆	1	0.4	0.3	0.035
第二次	水泥浆			—	

锚固段注浆应分两次进行，第一次灌注水泥砂浆，第二次应在第一次注浆初凝后进行，压注纯水泥浆，注浆压力不大于上覆压力的 2 倍，也不大于 8.0MPa。

## 4. 预应力张拉

锚固体强度达到 75% 的水泥砂浆设计强度时，可以进行预应力张拉。

1) 为避免相邻锚杆张拉的应力损失，可采用“跳张法”即隔一拉一的方法；

2) 正式张拉前, 应取设计拉力 10%~20%, 对锚杆预张 1~2 次, 使各部位接触紧密, 杆体与土层紧密, 产生初剪;

3) 正式张拉应分级加载, 每级加载后恒载 3min 记录伸长值。张拉到设计荷载 (不超过轴力), 恒载 10min, 再无变化可以锁定。

4) 锁定预应力以设计轴力的 75%为宜。



# 第 7 章 深基坑支护工程实例

## 7.1 上海江山大厦钻孔灌注桩支护基坑工程

### 7.1.1 工程概况

上海江山大厦地处肇家浜路与天钥桥路交汇处。大厦占地面积 2886m<sup>2</sup>，主楼 26 层，裙房 5 层，地下室 2 层。

#### 1. 工程地质概况

地基土为第四系全新统 (Q<sub>4</sub>) 滨海相及浅海相沉积的粘性土，其中第 3 层灰色淤泥质粉质粘土及第 4 层灰色淤泥质粘土均属饱和和高压缩性土，并夹薄层粉砂，第 5 层以下较多夹粉砂薄层。

地下水属潜水类型，地下水稳定，水位埋深为 1.2m。

表 7-1 为各土层的主要物理力学性质。

表 7-1 各土层的主要物理力学性质表

层序	土层名称	平均层厚 /m	状 态	含水量 (质量分数) (%)	天然重度 /kN·m <sup>-3</sup>	<i>e</i>	<i>c</i> /kPa	$\phi$ / (°)
1	杂填土	4.0	松散、湿		18		0	10
2	褐黄色粉质粘土	1.8	可-软塑，中压缩性土 局部砂性重	32.4	18.6	0.98	15.3	16.5
3	灰色淤泥质粉 质粘土	3.0	饱和，软-流塑，高压 缩性土，夹粉细砂层	43.8	17.8	1.196	9.0	13.0
4	灰色淤泥质粘土	15.0	饱和，流塑高压缩性土	46	17.3	1.311	10.0	8.5
5	灰色粉质粘土	30.0	饱和，可塑，中压缩 性土，夹粉砂薄层	33.0	18.3	0.971	7.2	18.5

注：表中杂填土指标系经验值。

#### 2. 环境条件概况

江山大厦周围环境情况见图 7-1。该大厦东邻上海无线电四厂四层楼房和两层街面房子，北侧为肇嘉浜路，在人行道下有  $\phi 300\text{mm}$  和  $\phi 1200\text{mm}$  上水管及 6 条电力电缆线。西侧为天钥桥路，下有 6 条地下管线，上有人行天桥。南侧的西部是煤科大厦，南侧东部为煤科院宿舍楼。

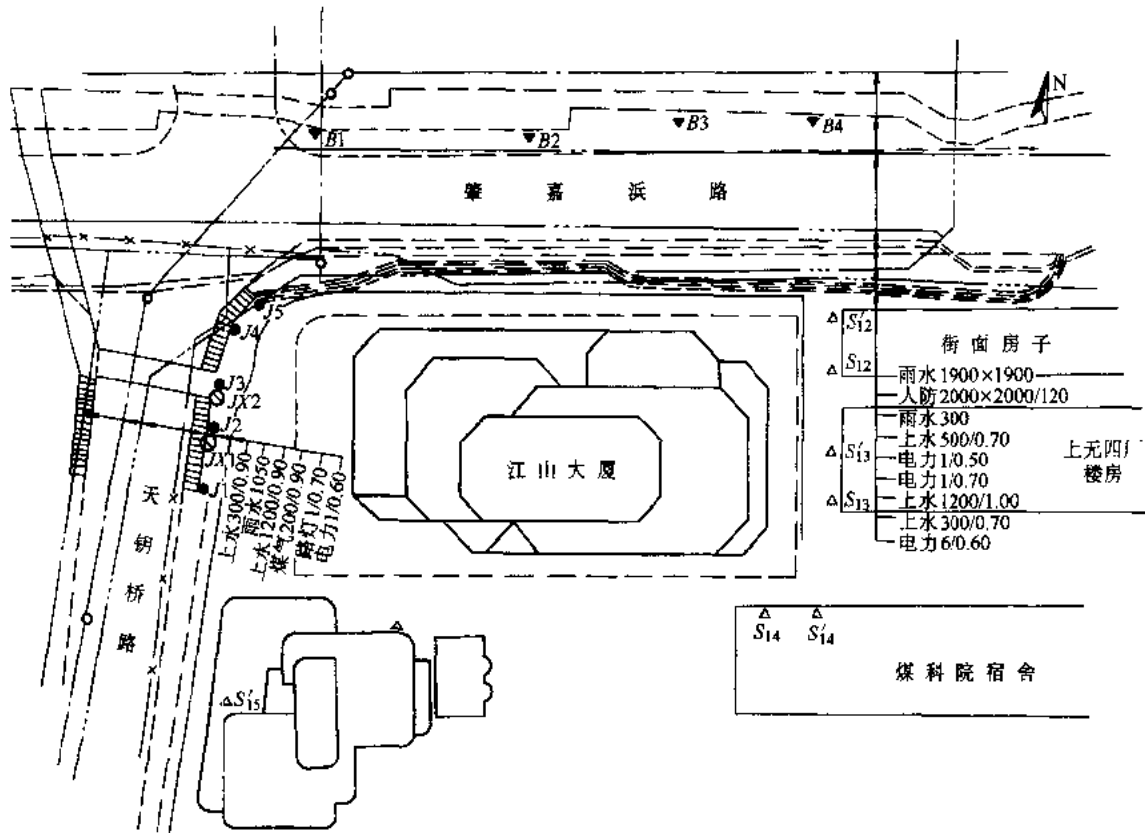


图 7-1 江山大厦周围环境及监测点布置示意图

### 7.1.2 支护结构选型和结构布置

本工程基坑开挖深度 11.75m，局部 12.95m。综合考虑安全、经济、施工及对周围环境影响等因素，决定采用内支撑的排桩方案。

#### 1. 围护结构

围护结构采用单排钻孔灌注桩，为便于施工，两种开挖深度均采用直径 1000mm 的桩，桩长分别为 28.5m 和 30.5m。桩间净距为 15cm。

防水帷幕采用双轴深层搅拌桩，呈双排布置，搅拌桩相互之间搭接 20cm，离灌注桩净距离 10cm，桩长为 18.0m。

围护结构平面布置如图 7-2 所示。围护结构剖面图如图 7-3 所示。

#### 2. 支撑体系结构布置

为控制位移，保证基坑围护结构的整体性，采用了三道现浇钢筋混凝土支撑，同时在桩顶处现浇导梁，作为第一道支撑的围檩，在第二、三道支撑处现浇圈梁，将所有灌注桩连在一起，并将支撑力传递到每根围护桩上。

第一道支撑平面布置如图 7-4 所示，基坑大致呈矩形，在四个角均布置二根角撑。中部由于基坑横向尺寸较大，采用三根钢筋混凝土直撑加枇杷撑和一根直撑，枇杷撑的角度均

为 30°。

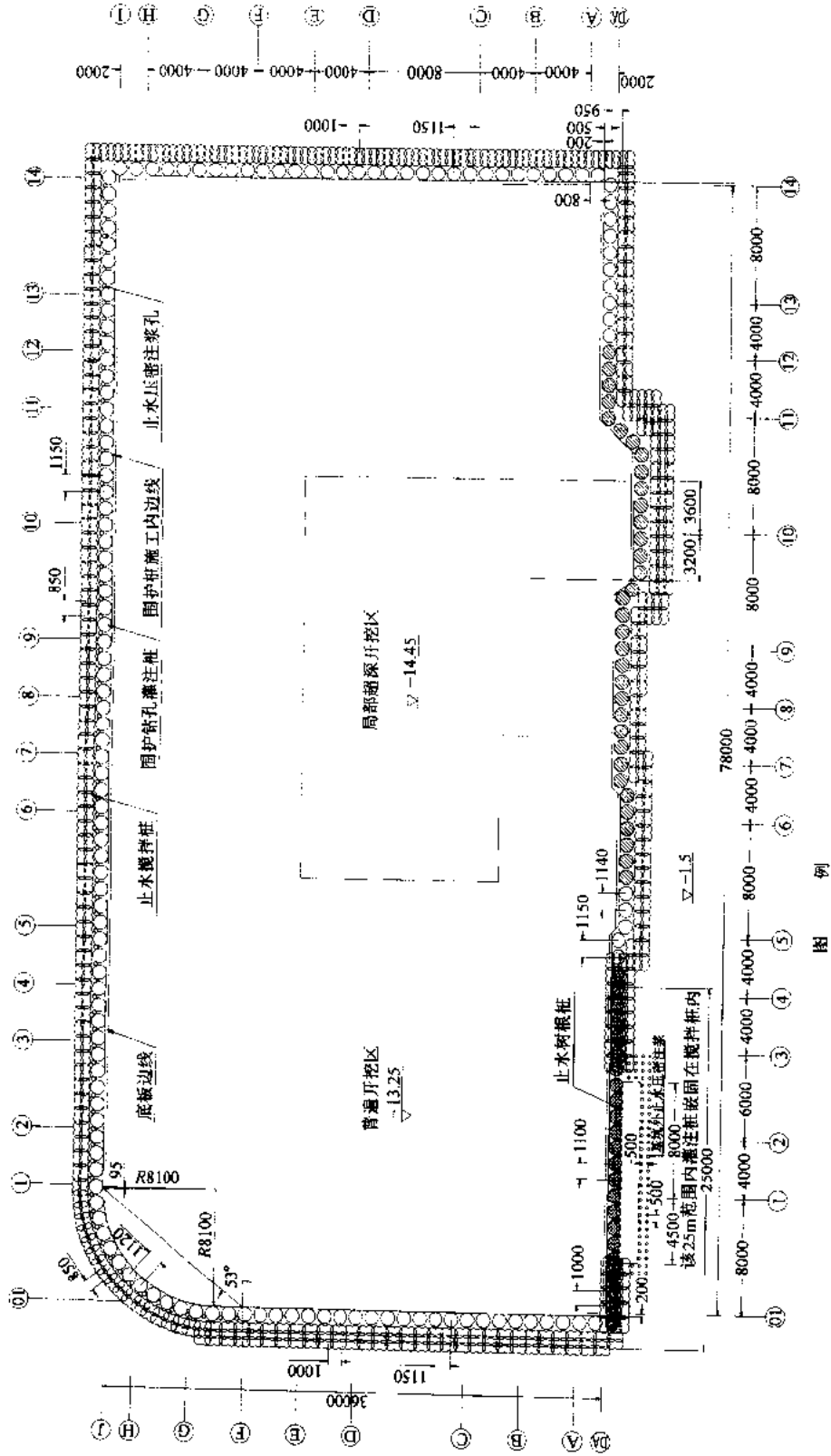


图 例

图 7-2 围护结构平面布置图

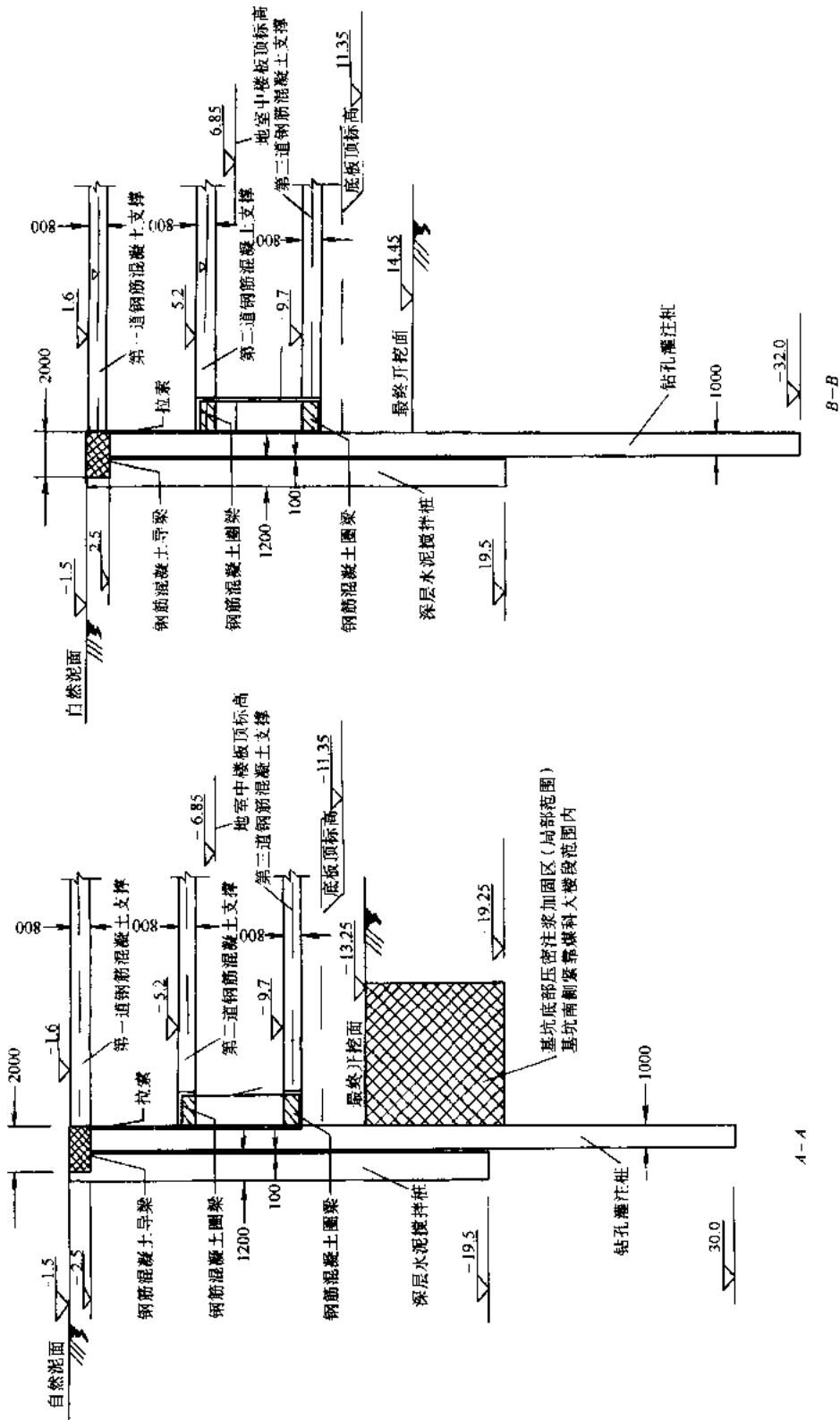


图 7-3 围护结构剖面图

说明: 1. 图中尺寸单位以 mm 计, 高程以 m 计; 2. 支撑采用现浇钢筋混凝土, 标号 C<sub>30</sub>, 断面尺寸: 1.0m×0.8m (宽×高) 3. 支撑立柱采用角钢 4L12.5d14 拼焊而成, 4. 导梁浇注时预留拉索孔, 每隔 3m 一道, 拉索伸入圈梁内, 并与圈梁内钢筋绑扎, 5. 图中自然泥面相对标高-1.5m 相当于绝对标高+4.6m。

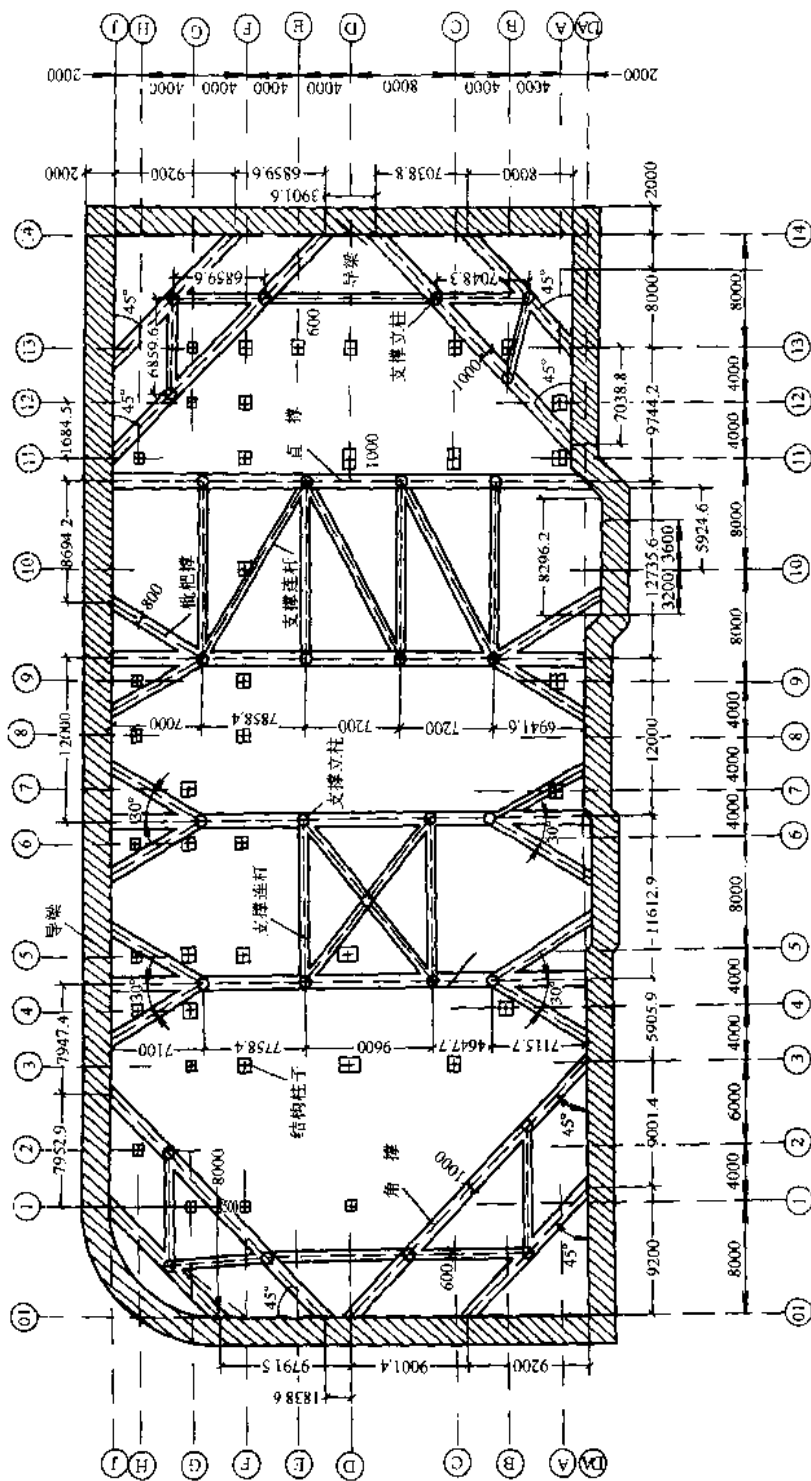


图 7-4 第一道支撑平面布置图

为保证支撑的稳定性，在支撑杆下设置垂直钢立柱，并给以水平连接，支撑的垂直立柱采用角钢  $4L 12.5 \times 14$  焊接。基坑面以下为立柱基础灌注桩，桩长 30m，角钢插入桩中 6.0m，并与灌注桩钢筋笼焊接。支撑立柱构造如图 7-5 所示。

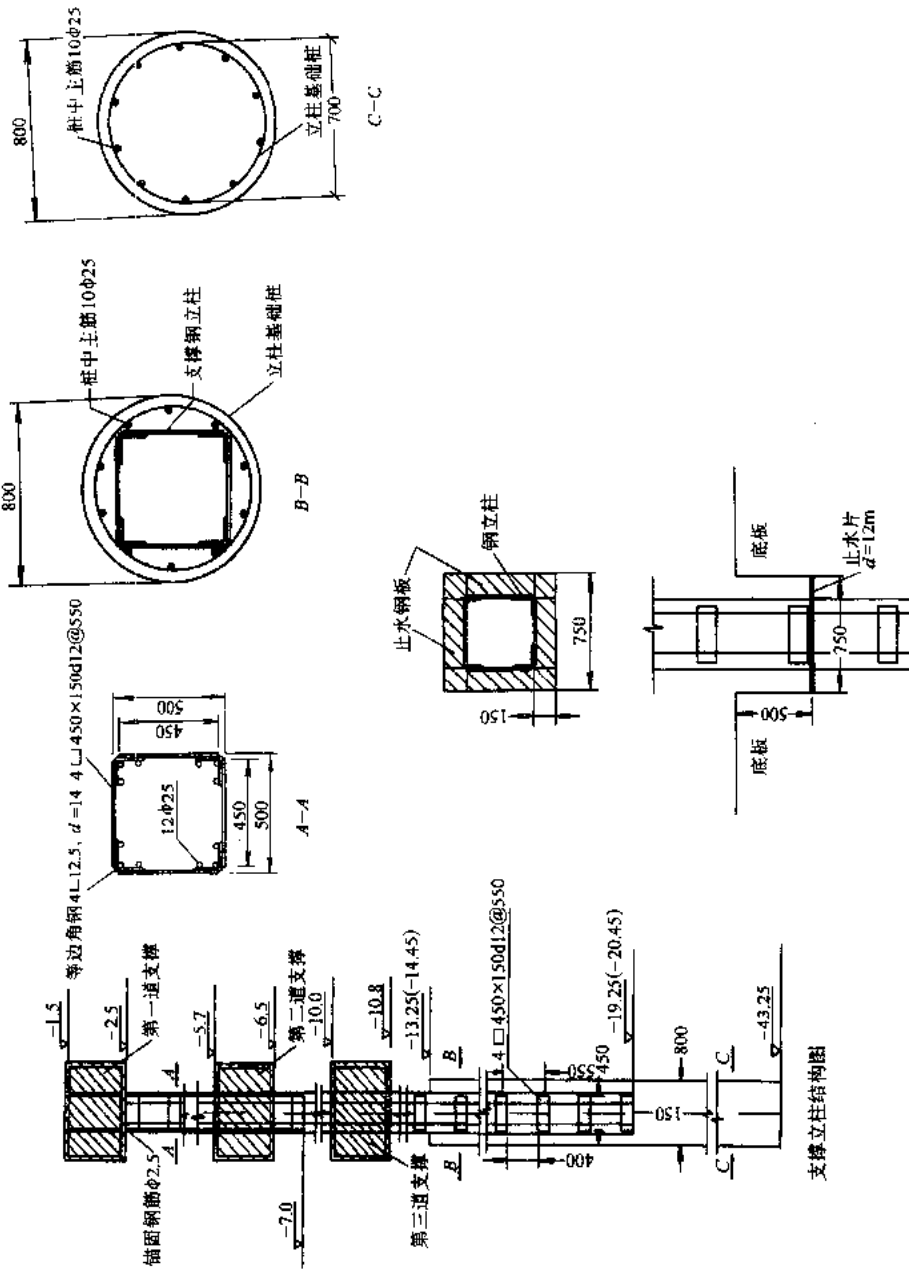


图 7-5 支撑立柱图

### 7.1.3 基坑支护设计计算

#### 7.1.3.1 水土压力计算

作用在围护桩墙上的侧向压力采用水土分算法，坑外地面超载取 20kPa。C、 $\phi$ 按直剪固结快剪取峰值。第一层土勘察报告中未给出，按经验取近似值。为安全计，未考虑因基坑内降水使土指标的增值。

### 7.1.3.2 基坑底部土体的抗隆起稳定性验算

#### 1. 围护桩底部地基承载力验算

按下式验算：

$$K_{wz} = \frac{\gamma_2 DN_q + cN_c}{\gamma_1 (h_0 + D) + q}$$

式中的土性指标及尺寸见图 7-6，其中

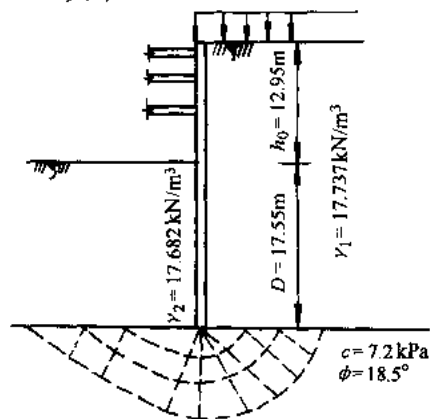


图 7-6 围护桩底承载力验算简图

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = 5.52$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \phi = 13.51$$

$$\therefore K_{wz} = \frac{\gamma_2 DN_q + cN_c}{\gamma_1 (h_0 + D) + q} = \frac{1810.23}{560.98} = 3.23 > 2.5 \quad (\text{可})$$

#### 2. 基坑底部土体抗隆起验算

基坑底部土体抗隆起验算的简图如图 7-7 所示。

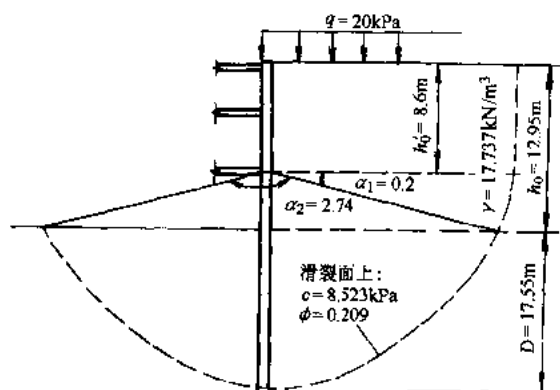


图 7-7 抗隆起验算简图

抗隆起稳定安全系数：

$$K_L = \frac{M_{RL}}{M_{SL}}$$

$$M_{RL} = R_1 K_a \tan \phi + R_2 \tan \phi + R_3 C$$

$$q_f = \gamma h'_0 + q = 172.54 \text{ kPa}$$

$$R_1 = D \left( \frac{\gamma h_0^2}{2} + q h_0 \right) + \frac{1}{2} D^2 q_f (\alpha_2 - \alpha_1 + \sin \alpha_2 \cos \alpha_2 - \sin \alpha_1 \cos \alpha_1) - \frac{1}{3} \gamma D^3 (\cos^3 \alpha_2 - \cos^3 \alpha_1) = 134489.32 \text{ kN}$$

$$R_2 = \frac{1}{2} D^2 q_f \left[ \alpha_2 - \alpha_1 - \frac{1}{2} (\sin 2\alpha_2 - \sin 2\alpha_1) \right] - \frac{1}{3} \gamma D^3 \times \left[ \sin^2 \alpha_2 \cos \alpha_2 - \sin^2 \alpha_1 \cos \alpha_1 + 2(\cos \alpha_2 - \cos \alpha_1) \right] = 209456.31 \text{ kN}$$

$$R_3 = h_0 D + (\alpha_2 - \alpha_1) D^2 = 1010.21 \text{ m}^2$$

$$K_a = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0.656$$

$$\therefore M_{RL} = 71747.4 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{SL} = \frac{1}{2} (\gamma h'_0 + q) D^2 = 26571.1 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\therefore K_L = \frac{M_{RL}}{M_{SL}} = 2.7 > 2.5 \quad (\text{可})$$

### 7.1.3.3 围护桩底土体抗渗流稳定性验算

抗渗流稳定性计算简图如图 7-8 所示。

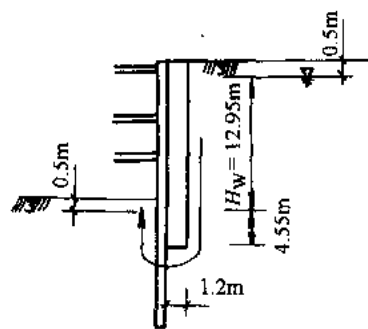


图 7-8 抗渗流稳定性验算简图

$$K_s = \frac{i_c}{i}$$

其中



$$i_c = \frac{G_s - 1}{1 + e} = \frac{2.75 - 1}{1 + 1.311} = 0.757$$

$$i = \frac{H_w}{L} = \frac{12.95}{(1.2 + 2 \times 22.55)} = 0.28$$

$$\therefore K_s = \frac{i_c}{i} = \frac{0.757}{0.28} = 2.7 > 2 \quad (\text{可})$$

#### 7.1.3.4 围护桩结构的抗倾覆稳定性验算

计算简图如图 7-9 所示。

$$K_Q = \frac{M_{RC}}{M_{OC}}$$

$$K_a = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$K_p = \frac{\cos^2 \phi}{\left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin \phi}{\cos \delta}} \right]^2}$$

式中

$$\delta = \frac{3}{4} \phi$$

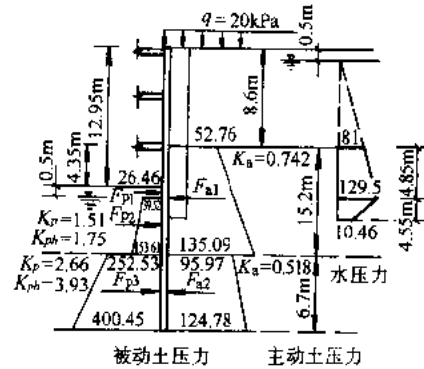


图 7-9 抗倾覆稳定验算简图

$$K_{ph} = \frac{\cos^2 \phi \cos^2 \delta}{[1 - \sin(\phi + \delta)]^2}$$

主动土压力:

$$P_a = (q + \Sigma \gamma_i h_i) K_a - 2c \sqrt{K_a}$$

被动土压力:

$$P_p = \Sigma \gamma_i h_i K_p + 2c \sqrt{K_p}$$

有关具体计算数据见图 7-9。

∴

$$M_{RC} = 50673.15 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{OC} = 28074.71 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$K_Q = \frac{M_{RC}}{M_{OC}} = 1.8 > 1.2 \quad (\text{可})$$

#### 7.1.3.5 整体抗滑动稳定性验算

采用通过桩底土层的圆弧滑动法计算得:

$$K_z = 1.58$$

#### 7.1.4 围护钻孔桩计算

围护桩墙结构按竖向弹性地基梁基床系数法, 并采用按杆系有限元法为原理的同济大

学深基坑支挡结构分析计算 (FRWS) 软件计算。地基土的比例系数  $m$  取为  $2500\text{kN/m}^4$ 。

计算分六个工况，各工况下的计算结果见表 7-2。位移、弯矩及剪力随深度变化包络图见图 7-10。

表 7-2 各种工况下桩的计算结果

工 况	最大位移 /mm	最大弯矩 /kN·m	最大剪力 /kN	最大轴力/kN		
				第一道	第二道	第三道
开挖至原地面以下 0.5m	7	126.56	31.04			
开挖至原地面以下 4.1m	9	348.73	169.82	187.73		
开挖至原地面以下 8.6m	20	1000.25	419.96	59.35	584.69	
开挖至原地面以下 12.95m	36	1652.76	733.99	-70.67	614.17	865.38
拆除第三道支撑	36	1471.99	528.97	-72.57	753.68	
拆除第一、二道支撑	36	1454.69	534.47			

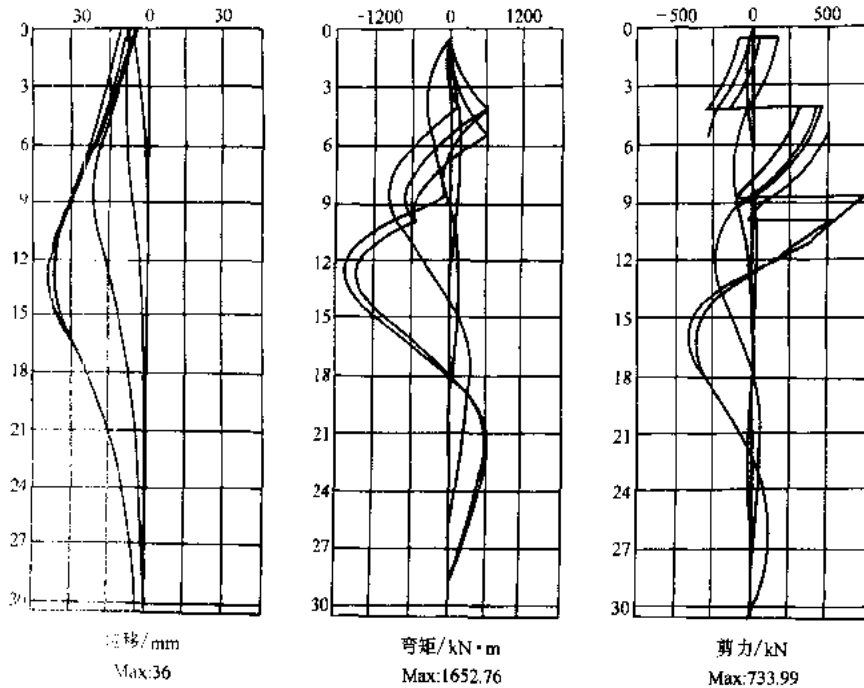


图 7-10 桩墙内力、位移包络图

钻孔桩配筋计算:

由最大弯矩  $M_{\max}=1652.76\text{kN}\cdot\text{m}$ ，根据灌注桩直径  $\phi 1000\text{mm}$ ，混凝土标号 C30，由经验预计配  $28\phi 25$  钢筋，钢筋面积

$$A_s=13745.2\text{mm}^2$$

$$\text{由式 } \alpha f_{cm} A \left( 1 - \frac{\sin 2\pi\alpha}{2\pi\alpha} \right) + (\alpha - \alpha_1) f_y A_s = 0$$

得出

$$\alpha = 0.286$$

$$\alpha_1 = 1.25 - 2\alpha = 0.678$$

$$\frac{2}{3} f_{cm} \gamma^3 \sin^3 \pi \alpha + f_y A_s \gamma_s \frac{\sin \pi \alpha + \sin \pi \alpha_1}{\pi} = \left[ \frac{2}{3} \times 16.5 \times 500^3 \times \right.$$

$$\left. \sin^3 (3.14 \times 0.286) + 310 \times 13745.2 \times 450 \times \frac{\sin (3.14 \times 0.286) + \sin (3.14 \times 0.678)}{3.14} \right] \text{kJ} \cdot \text{m}$$

$$= 1653.43 \text{kJ} \cdot \text{m} > 1652.76 \text{kJ} \cdot \text{m}$$

配筋满足要求，灌注桩配筋图如图 7-11 所示。

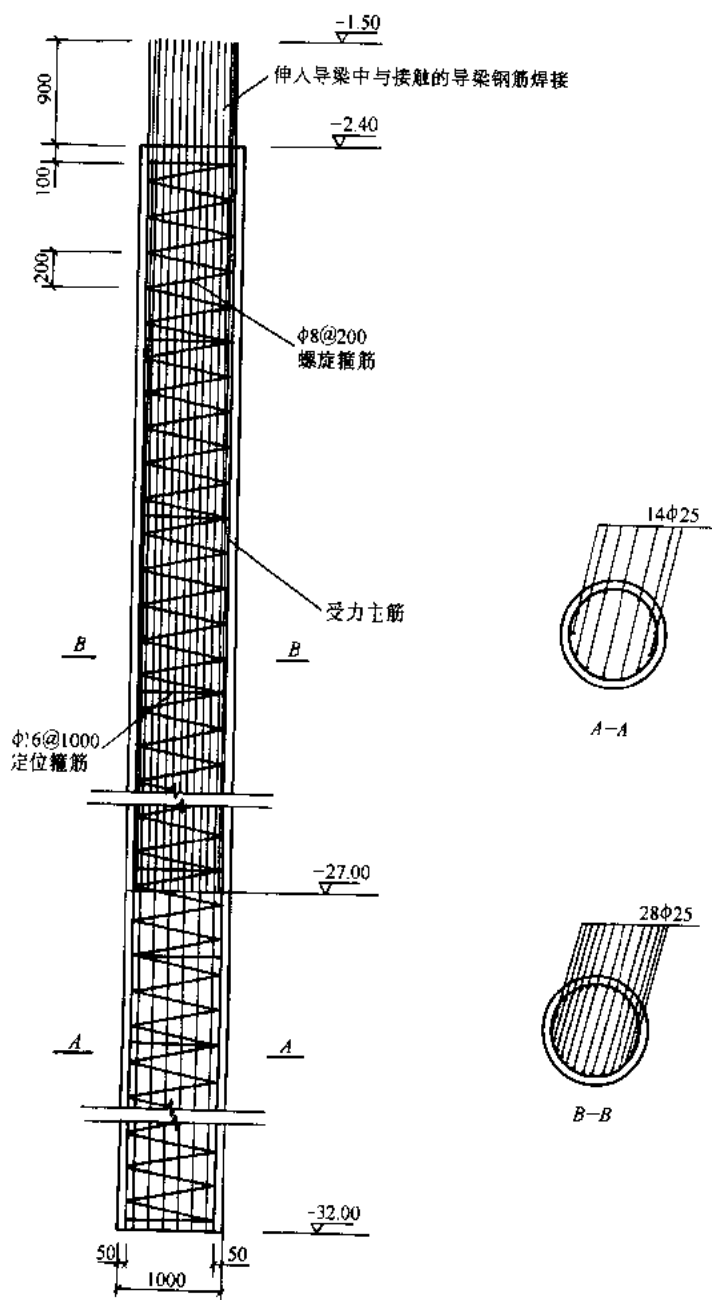


图 7-11 灌注桩配筋图

### 7.1.5 支撑体系内力计算

支撑体系计算采用同济大学深基坑内支撑结构分析计算 (BSC) 软件, 计算最危险工况下内力情况, 结果如表 7-3 所示, 其中无括号为第一道支撑体系内力, 括号内为第二、三道支撑体系内力。

表 7-3 支撑体系内力计算结果

	最大轴力/kN	最大剪力 Q/kN	最大弯矩 M/kN·m
导梁: 2×1m	2462.47	1405.13	1508.21
(圈梁: 1.2×0.8m)	(10969.39)	(2989.64)	(4357.61)
直撑	1831.06	61.78	325.57
1×0.8m	(9123.09)	(779.77)	(1784.92)
角撑	1762.09	54.84	231.61
1×0.8m	(7850.46)	(556.16)	(2137.1)
八字撑	773.3	16.09	76.24
0.8×0.8m	(5174.17)	(231.44)	(979.29)
支撑连杆	289.66	11.31	63.6
0.6×0.8m	(1583.57)	(80.46)	(549.05)

### 7.1.6 环境监测

本工程环境监测对象包括基坑围护结构, 东侧、南侧建筑物和西侧人行天桥。监测点布置详见图 7-1 及图 7-12。

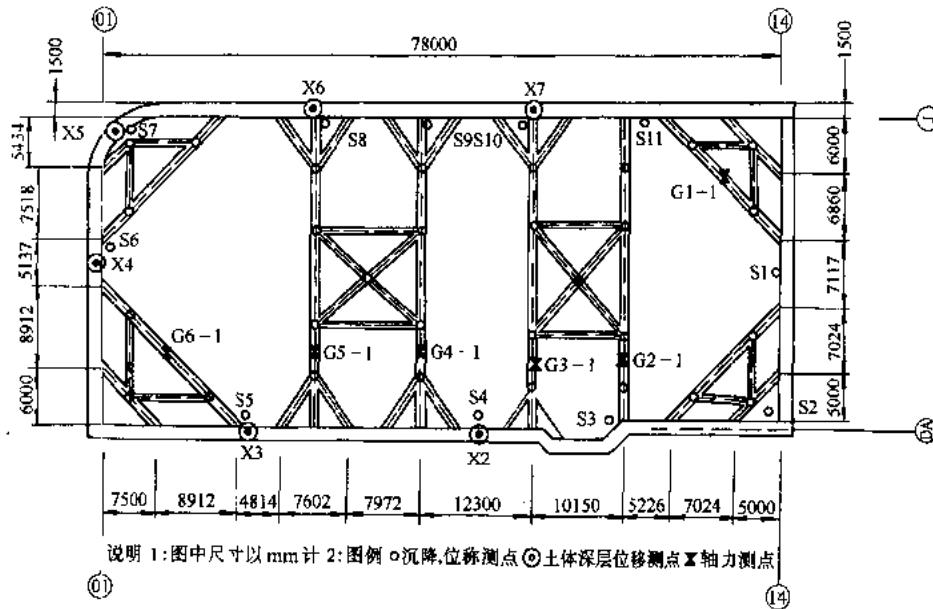


图 7-12 围护结构监测点平面布置图

监测成果:

### 1. 桩墙水平位移

桩墙深层水平位移, 第一层挖土后向基坑内最大位移 4mm; 第二层挖土后向基坑内最大位移 34mm; 第三层挖土后向基坑内最大位移 57mm。

### 2. 基坑支撑轴力

监测最大轴力出现在 G3—2 测点, 其值为 9373 kN, 各道支撑的轴力平均值见表 7-4。

表 7-4 支撑轴力实测结果表 (kN)

工况 位置	第一层挖土	第二层挖土	第三层挖土	拆第三道支撑	拆第二道支撑
第一道支撑	2632	2605	2051	1658	1722
第二道支撑		4905	6062	6796	
第三道支撑			5523		

### 3. 基坑导梁的沉降、位移

在基坑开挖期间, 仅在第一层挖土期间有少数测点略有下沉, 在第二、三层挖土时, 测点全部上升, 上升平均值为 12mm, 最大上升值 22mm。在基坑开挖后测点向基坑内最大位移 4mm, 背基坑最大位移 3mm。

### 4. 基坑周围建筑物

东侧的上无四厂四层办公楼及街面房子, 在基坑第二层挖土时楼房西侧沉降很快, 平均每天下沉 0.4mm., 办公楼楼顶向基坑方向倾斜 4mm, 办公楼墙面裂缝宽度达 0.9mm, 地面裂缝宽 2mm, 后该楼与基坑之间设了三排注浆孔, 注浆后该楼沉降及裂缝展开速率得到了控制。

南侧煤科院五层职工宿舍楼的西北角在基坑开挖后下沉 7mm, 墙面出现 0.7mm 宽的裂缝, 至拆除第一道支撑时沉降 27mm, 楼顶向基坑位移 16mm。煤科院大厦在基坑开挖期变位很少。

西侧人行道天桥在施工期间距基坑由近而远测点下沉由大而小, 最大达到 22mm。天桥人行道上复合水泥路面无新的裂缝产生。

## 7.2 上海南洋广场地下连续墙支护工程

### 7.2.1 工程概况

上海南洋广场位于上海市威海路和石门一路交叉口的西北角。主楼地上 38 层, 裙房地上 4 层。主楼和裙房地下均为 3 层, 基坑占地面积约 5750m<sup>2</sup>。基坑开挖深度主楼 15.70m, 裙房 14.50m, 基础结构型式为钻孔灌注桩桩基。主楼底板厚 3.0m, 裙房底板为十字交叉条形基础结构厚度 2.5m。主楼地下室三层层高分别为 4.5m、5.0m、3.5m; 裙房地下室三层层高分别为 4.5m、3.5m、4.5m, 地下室外墙和围护墙内边线净距 400mm。

## 7.2.2 工程地质概况

南洋广场地貌形态单一，地形平坦，拟建场地标高在 2.40~3.44m 之间。地下水位在地表下 0.5m 左右。根据工程地质勘察报告，各土层主要物理力学性质指标详见表 7-5。

表 7-5 各土层主要物理力学性质指标

土层		天然含水量 W (%)	重度 /kN·m <sup>3</sup>	密度 G <sub>s</sub>	孔隙比 e	直剪固快峰值	
层次	名称					内聚力 c/kPa	内摩擦角 φ (°)
1	杂填土		18.0			20	
2	粉质粘土	32	18.5	2.73	0.91	20	20
3	淤泥质粉质粘土	43.6	17.8	2.73	1.20	10.7	23
4	淤泥质粘土	50.5	17.0	2.75	1.43	13	11
5-1	淤泥质粉质粘土	39.3	17.9	2.73	1.12	12	20
5-2	粉质粘土夹砂	33.1	18.5	2.72	0.96	13	26

## 7.2.3 环境条件概况

本工程场地南面为威海路，路面下有上水、煤气、雨水和电话等管线，距基坑内边线最近处约 7m。基坑东面为石门一路，路面下有多种地下管线，但距基坑较远。距基坑内边线 4.7m 处有一幢待拆房屋。基坑北面有一施工中的威海商厦，但尚未开挖基坑，相距最近处约 6.0m。基坑西面有多幢民房，距基坑内边线最近处仅 3.7m。环境保护要求较高。

## 7.2.4 基坑支护设计计算

### 7.2.4.1 围护结构和支撑体系的结构选型布置

基坑围护结构采用地下连续墙结构，主楼部分地下连续墙厚度 1.0m，墙深地表下 30.5m；裙房部分地下连续墙厚度 0.8m，墙深地表下 29.3m。现浇钢筋混凝土地下连续墙，锁口管接头型式，墙体自防渗。

基坑平面形状较规则，呈长方形，但基坑北侧有二处为向坑内拆角的阳角。基坑支撑体系平面布置采用边桁架和两道集中对撑桁架与斜角桁架组成的大空间型式，以利土方开挖和避开主体结构。第一道围檩、支撑及钢立柱平面布置示意图如图 7-13 所示。支撑、围檩竖向布置如图 7-14 所示，设三道支撑和围檩，均采用现浇钢筋混凝土结构。地下连续墙顶设现浇钢筋混凝土顶圈梁，顶圈梁断面（外导墙不拆除）主楼部分为 1000mm×600mm（中心标高地表下 700mm）。第一道支撑和围檩中心标高地表下 1.7m，围檩断面 1200mm×900mm，支撑断面 900mm×800mm。支撑下设格构式钢立柱和立柱桩，钢立柱由 4L140×14 角钢组成，立柱断面 460mm×460mm。立柱桩尽量利用工程桩。所设立柱桩采用 φ850mm 钻孔灌注桩，桩底在基坑底面以下 25m。基坑内周边采用坑底地基加固，主楼和裙房均采用水泥土搅拌桩，加固宽度 6.2m，加固深度坑底以下 4m。水泥土搅拌桩水泥掺量为 13%。

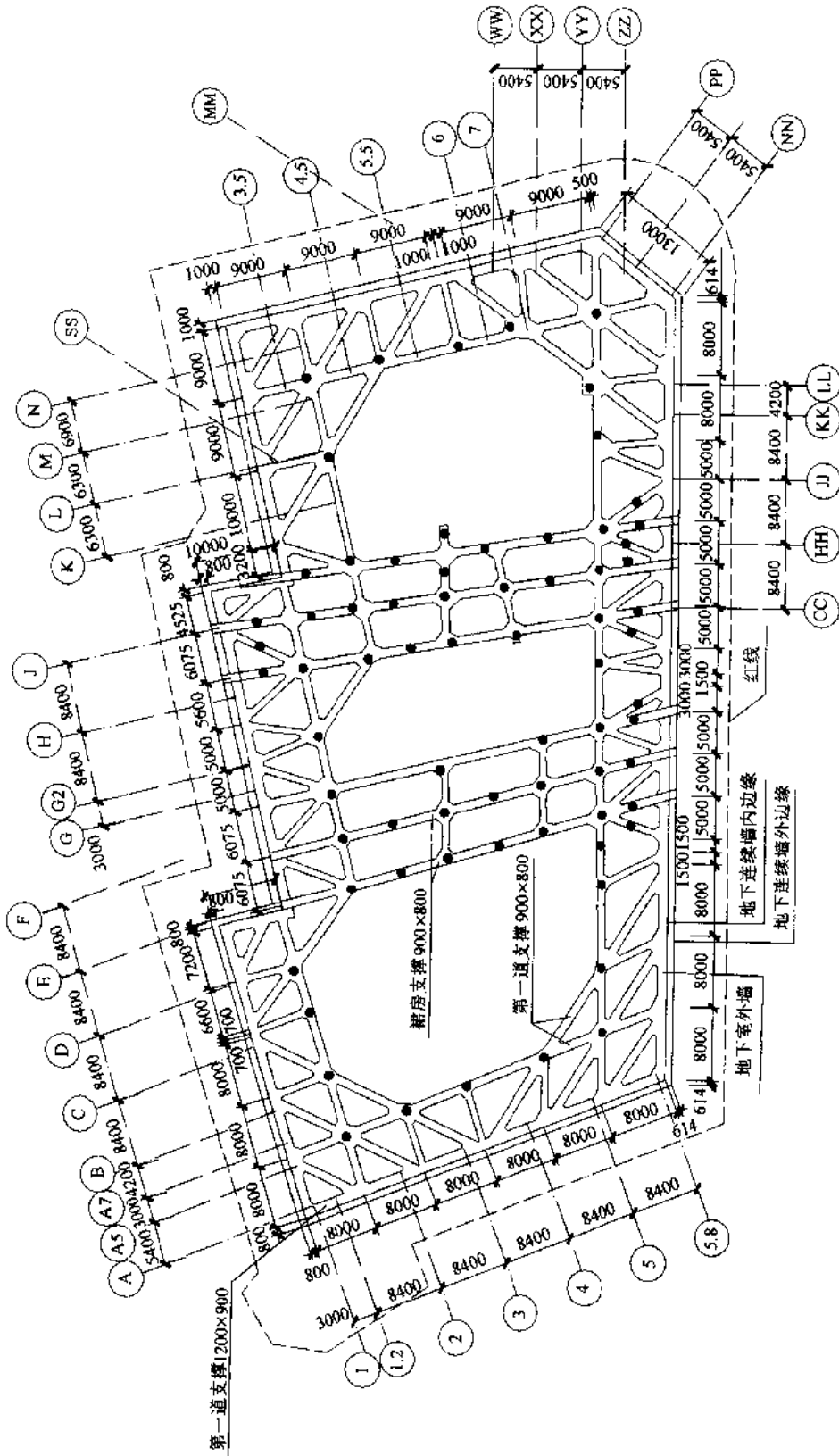


图 7-13 第一道围檩、支撑及钢立柱平面布置示意图





### 7.2.4.2 水土压力计算

水土压力按分算方法，土压力采用朗金土压力理论进行计算，地面超载取  $20\text{kN/m}^2$ 。水压力按有稳定渗流时的水压力近似计算方法计算。水土压力的计算结果如图 7-15 所示。

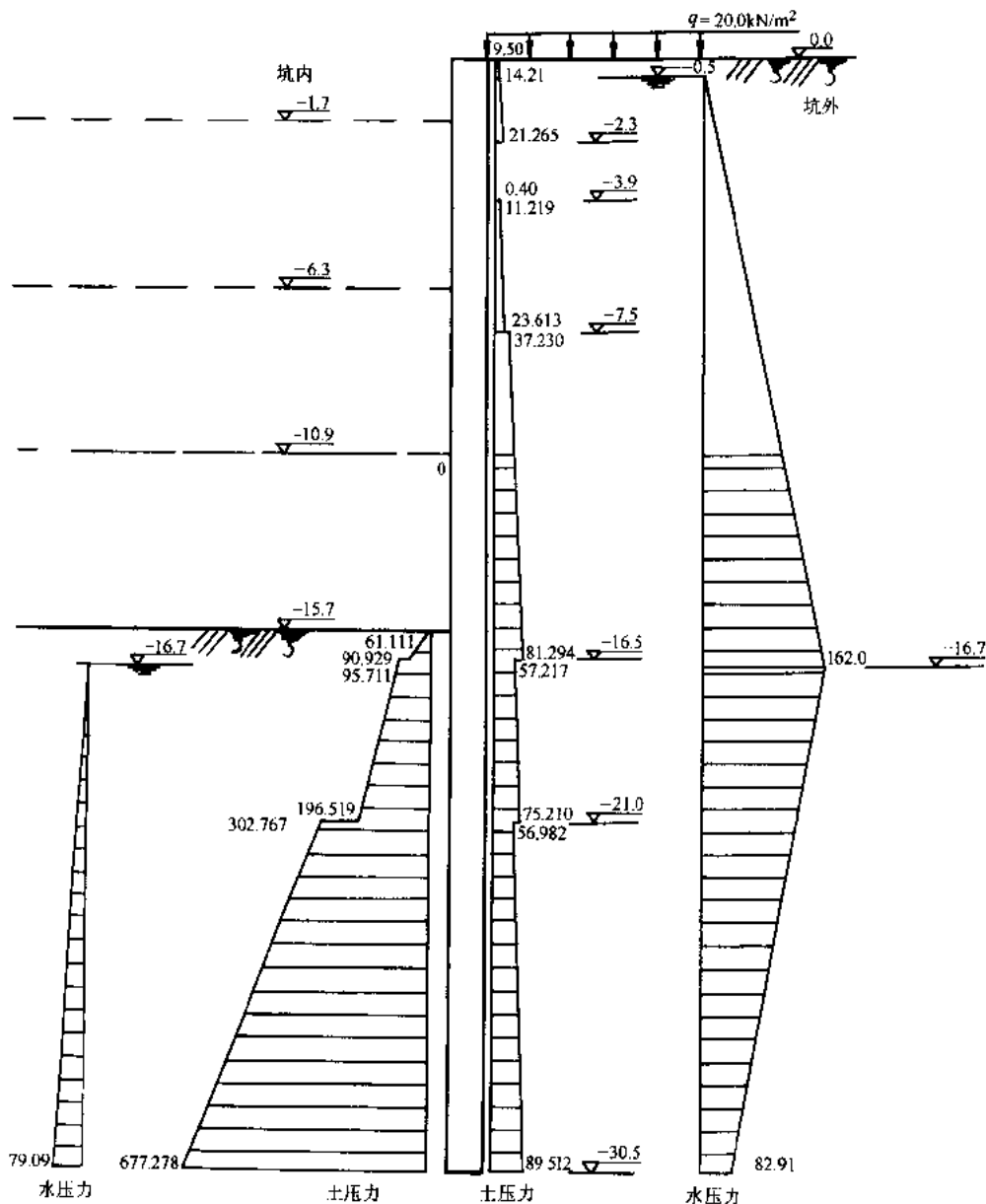


图 7-15 水土压力分布图

### 7.2.4.3 基坑稳定性验算

基坑稳定性验算见 5.5.3 节，此处从略。

### 7.2.4.4 围护墙的内力与变形计算

围护墙的内力与变形按杆系有限元法 SAP5 程序，模拟施工顺序分步进行，并考虑墙体和支撑位移对结构内力与变形的影响。

坑内开挖面以下地基土水平向基床系数取值： $K_H= mz$ ， $z=0\sim 5m$  采用三角形分布， $m=2000\text{ kN/m}^4$ ； $z\geq 5m$  采用矩形分布。坑内地基加固区  $K_H=25000\text{ kN/m}^3$ （水泥土搅拌桩区）。

浅坑区（地下连续墙厚 0.8m 区）在各种开挖期和地下室施工期的围护墙的内力与变形计算采用 SUPER SAP—5 有限元法程序，结果如图 7-16 所示。

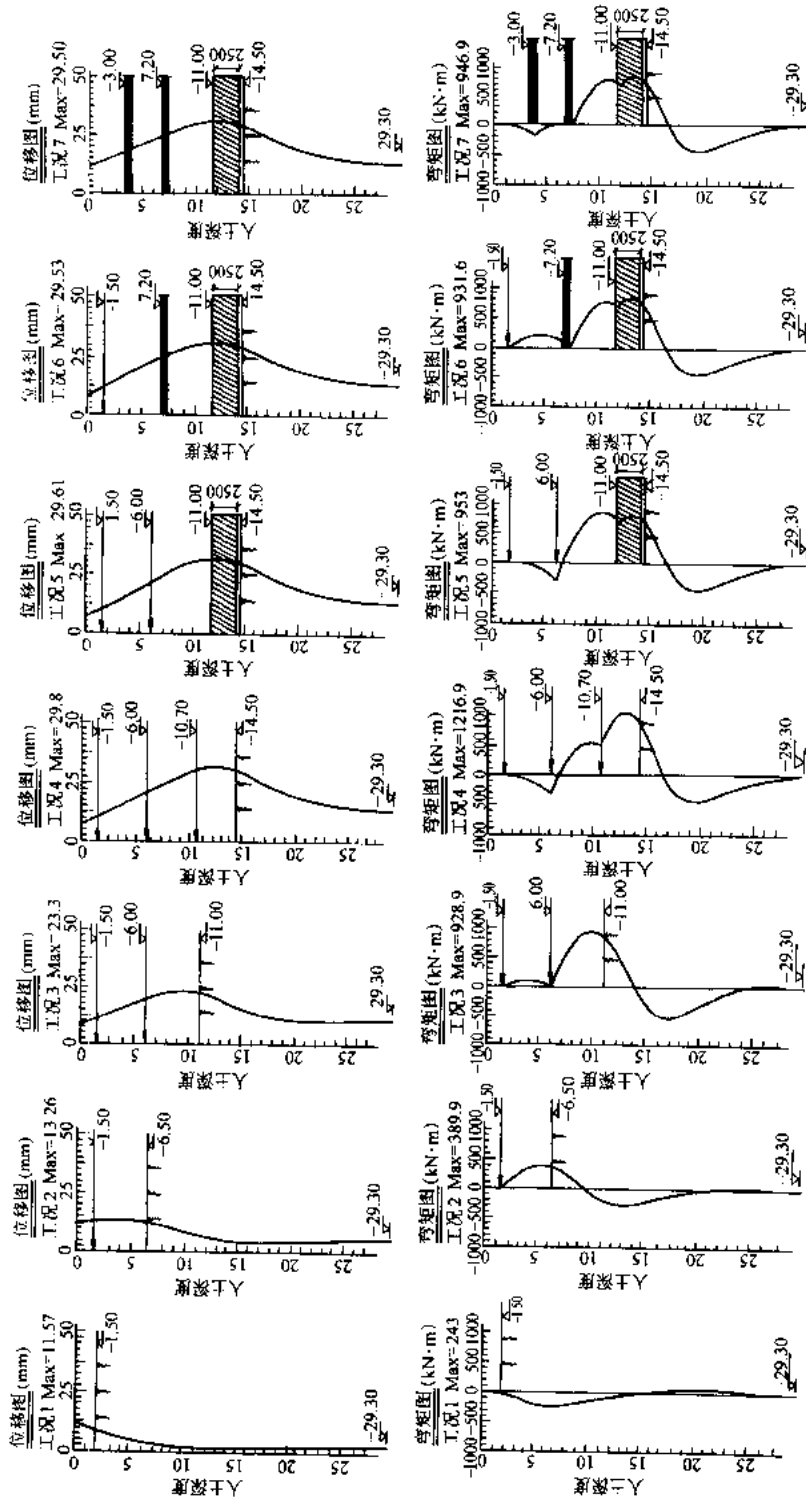


图 7-16 浅坑区地下连续墙在各工况下的位移与弯矩

墙体最大弯矩和变形如表 7-6 所示。

表 7-6 墙体 (0.8m 厚) 各工况下的最大弯矩与最大变形

工况	1	2	3	4	5	6	7
最大弯矩/(kN·m/m)	243	389.9	928.9	1216.9	953	931.9	946.9
最大变形/mm	11.57	13.26	23.3	29.8	29.61	29.53	29.6

## 7.2.4.5 支撑体系的内力与变形计算

支撑体系按平面封闭框架进行计算。第一道支撑的内力与变形计算结果如图 7-17 至图 7-20。

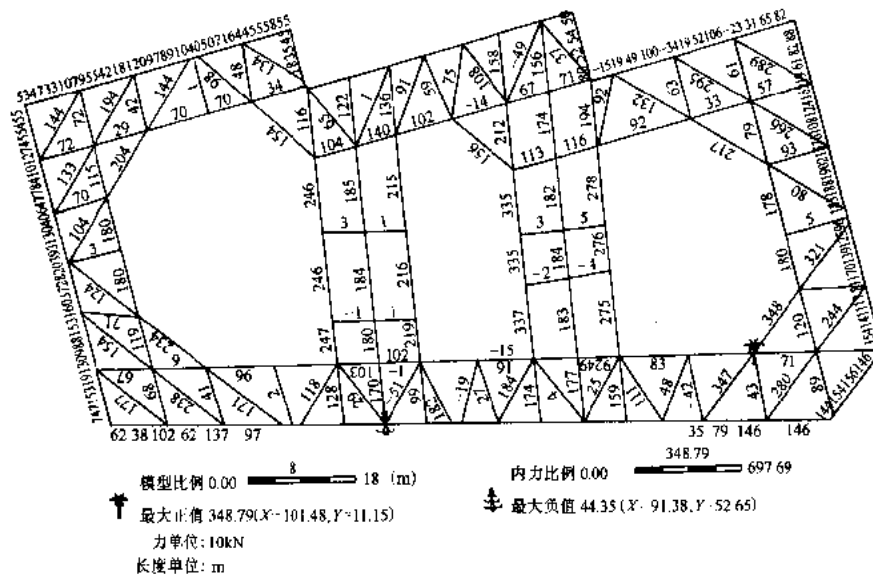


图 7-17 第一道圈梁及支撑轴力图

轴力最大正值:  $348.79 \times 10\text{kN}$  轴力最大负值:  $44.35 \times 10\text{kN}$

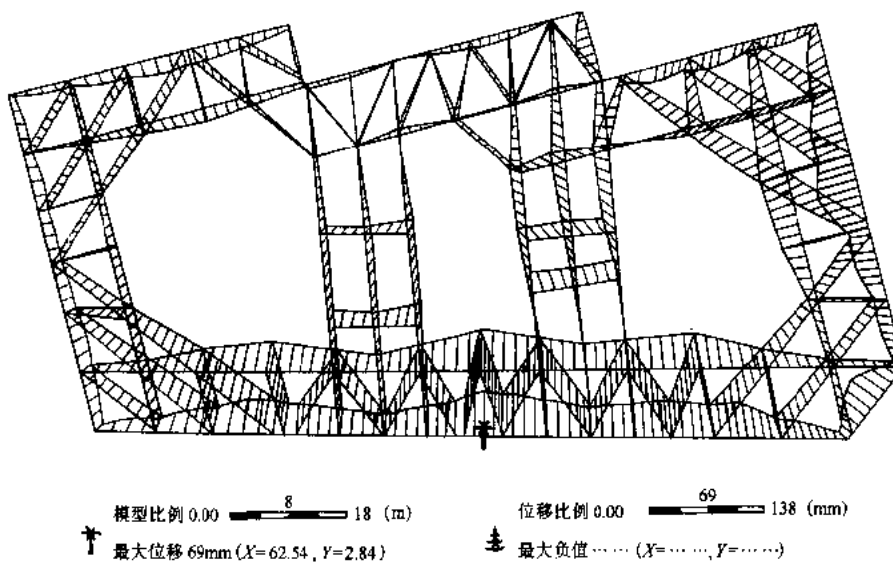


图 7-18 第一道圈梁及支撑水平位移图

最大位移: 69mm

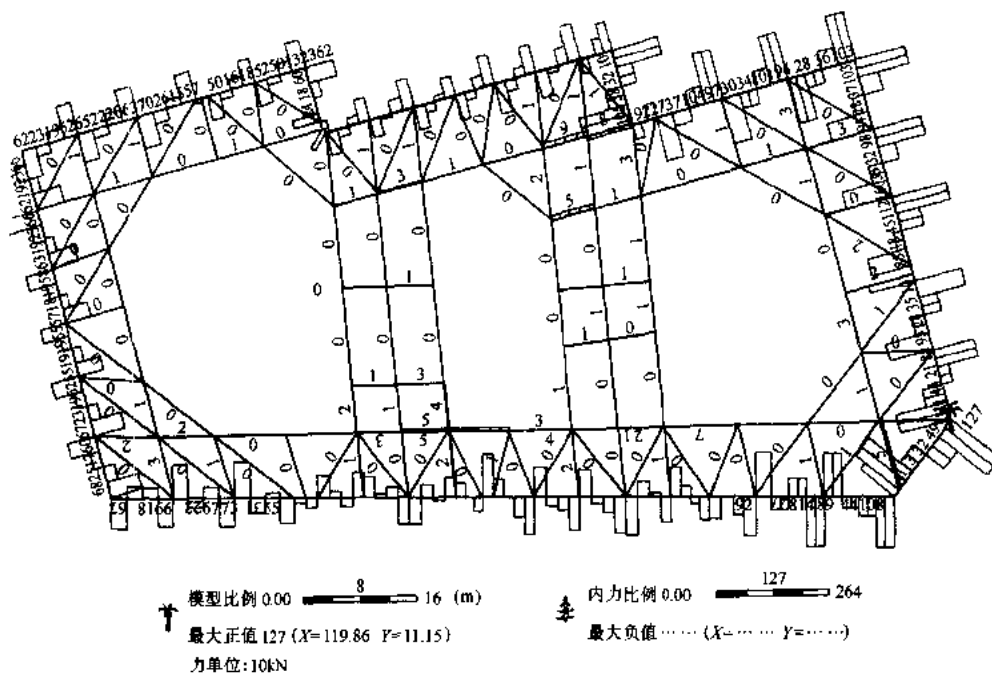


图 7-19 第一道圈梁及水平支撑剪力图

最大剪力: 1270kN

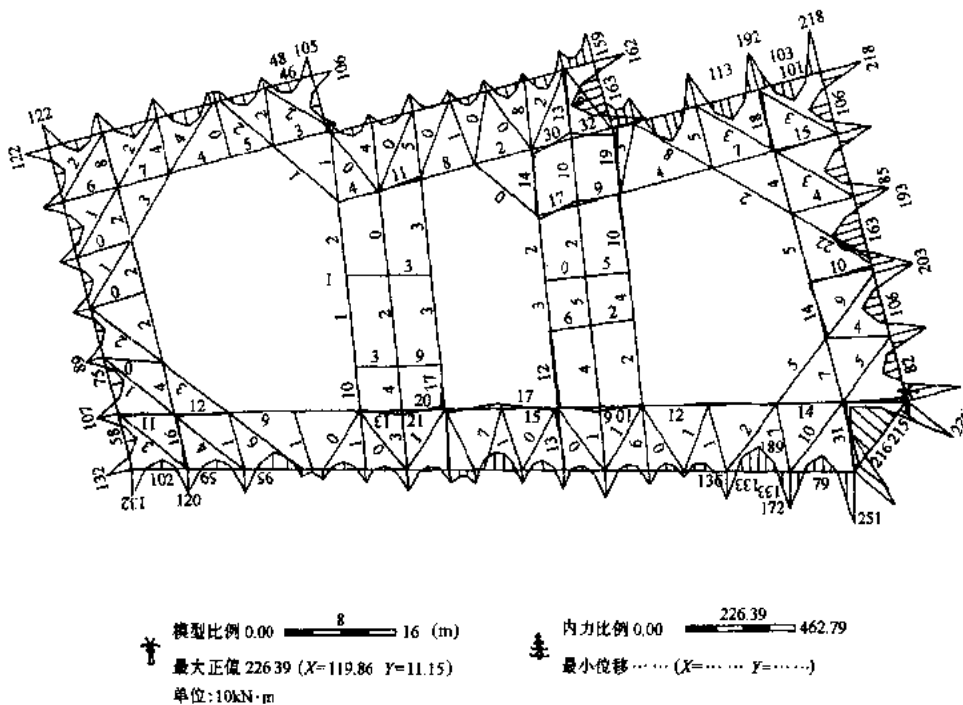


图 7-20 第一道圈梁及支撑弯矩图

最大弯矩: 2260kN·m

### 7.2.4.6 结构强度设计计算

本计算采用“钢筋混凝土结构设计规范”(TJ 10—74)

#### 1. 围护地下连续墙

以墙厚 800mm 为例, 混凝土设计强度 C30,  $R_w=22.0\text{MPa}$ , II 级钢筋设计强度  $R_g=340\text{MPa}$ , 主筋保护层取 7cm。受弯构件强度设计安全系数  $K=1.4$ 。由内力计算墙体最大正弯矩  $M=1216.9\text{kN}\cdot\text{m}$ , 最大负弯矩  $M=520\text{kN}\cdot\text{m}$ 。

内侧(临基坑侧)配筋:

$$A_0 = \frac{KM}{bh_0^2 R_w} = \frac{1.4 \times 1216.9 \times 10^5}{100 \times 73^2 \times 220} = 0.1453$$

查表  $\xi = 0.1578$ ,  $A_g = \xi b h_0 \frac{R_w}{R_g} = 74.5 \text{ cm}^2$

配筋  $16\phi 25$  ( $A_g=78.54\text{cm}^2$ ), 按  $2\phi 25@125$  放置

外侧(临土面)配筋:

$$A_0 = \frac{KM}{bh_0^2 R_w} = \frac{1.4 \times 52 \times 10^5}{100 \times 73^2 \times 220} = 0.0621$$

查表  $\xi = 0.0642$ ,  $A_g = \xi b h_0 \frac{R_w}{R_g} = 30.3 \text{ cm}^2$

配筋  $7\phi 25$  ( $A_g=34.36\text{cm}^2$ )

按墙体内力计算弯矩包络图确定最大弯矩配筋范围, 以及沿墙体深度分段调整配筋数量。本工程墙体槽段钢筋笼按整体配制, 不分段考虑。钢筋笼水平钢筋取  $\phi 20@300$ 。

#### 2. 围檩

以第一道围檩和支撑结构为例。由内力计算知, 围檩水平向最大正弯矩  $M=1350\text{kN}\cdot\text{m}$ , 最大负弯矩(支座处)  $M=2260\text{kN}\cdot\text{m}$ , 对支座弯矩调幅折减后, 取正弯矩  $M=1557\text{kN}\cdot\text{m}$ , 支座负弯矩  $M=1959\text{kN}\cdot\text{m}$ 。围檩断面  $90.0\text{cm} \times 120.0\text{cm}$ , 混凝土设计强度 C30,  $R_w=22.0\text{MPa}$ , II 级钢筋设计强度  $R_g=340\text{MPa}$ , 主筋保护层取 3cm。受弯构件强度设计安全系数  $K=1.4$ 。

(1) 围檩支座处配筋

$$A_0 = \frac{KM}{bh_0^2 R_w} = \frac{1.4 \times 195.9 \times 10^5}{100 \times 117^2 \times 220} = 0.091$$

查表  $\xi = 0.096$ ,  $A_g = \xi b h_0 \frac{R_w}{R_g} = 72.68 \text{ cm}^2$

配筋  $16\phi 25$  ( $A_g=78.54\text{cm}^2$ )

(2) 围檩跨中配筋

$$A_0 = \frac{KM}{bh_0^2 R_w} = \frac{1.4 \times 155.7 \times 10^5}{100 \times 117^2 \times 220} = 0.072$$

查表  $\xi = 0.075$ ,  $A_g = \xi b h_0 \frac{R_w}{R_g} = 56.78 \text{ cm}^2$

配筋  $11\phi 25$  ( $A_g=54\text{cm}^2$ )

## (3) 剪力验算

由内力计算知, 围檩支座处最大剪力  $Q=1270\text{kN}$ , 采用 4 肢箍  $\phi 10$ , 支座处@100, 跨中@200, I 级钢筋设计强度  $R_g=240\text{MPa}$ , 混凝土  $R_a=17.5\text{MPa}$ , 则支座处  $A_k=4a_k=4 \times 0.785=3.14\text{cm}^2$ 。斜截面受剪强度设计安全系数  $K=1.55$ , 则  $KQ=1.55 \times 1270=1968.5\text{kN}$ 。应符合下列要求:  $KQ \leq 0.27R_a b H_0$ ; C30,  $R_a=17.5\text{MPa}$ ,

即:  $0.27R_a b h_0=0.27 \times 175 \times 100 \times 117\text{kg}=552825\text{kg}$  (即  $5528.25\text{kN}$ );

斜截面抗剪强度应符合下列要求:  $KQ \leq Q_{kh}$ ,

$$Q_{kh} = 0.07R_a b h_0 + 1.5R_g \frac{A_k}{S} h_0 = (0.07 \times 175 \times 90 \times 117 + 1.5 \times 2400 \times 3.14 \times 3.14 \frac{117}{10}) \text{kN} =$$

$2612.49\text{kN} > KQ=1968.5\text{kN}$  (满足要求)

## 3. 支撑

以第一道钢筋混凝土支撑为例。由内力计算知, 支撑最大轴力  $N=3487.9\text{kN}$ 。支撑断面  $900\text{mm} \times 800\text{mm}$ , 混凝土设计强度 C30,  $R_w=22.0\text{MPa}$ ,  $R_a=17.5\text{MPa}$ 。II 级钢筋设计强度  $R_g=340\text{MPa}$ , 钢筋保护层厚度取  $30\text{mm}$ 。考虑第一道支撑作施工栈桥时超载  $10.0\text{kN/m}^2$  和结构自重, 则均布荷载  $q=(25 \times 0.9 \times 0.8 \times 1 + 10 \times 0.9) \text{kN/m}=27\text{kN/m}$ , 按多跨连续梁计算, 支撑跨度中一中  $L=13.5\text{m}$ , 计算净跨度  $L_0=11.0\text{m}$ , 跨中弯矩  $M=0.0781qL^2=384.3\text{kN} \cdot \text{m}$ , 支座负弯矩  $M=0.107qL^2=526.5\text{kN} \cdot \text{m}$ 。考虑混凝土构件制作初始偏心距  $20\text{mm}$ , 则计算弯矩  $M=2 \times 3487.9\text{kN} \cdot \text{m}=6975.8\text{kN} \cdot \text{m}$ , 取  $70\text{kN} \cdot \text{m}$ 。支撑按偏心受压构件计算, 强度安全系数  $K=1.55$ 。

## (1) 支座截面配筋计算

$$\text{截面偏心距 } e_0 = \frac{M}{N} = \frac{(526.5 + 70) \times 10^2}{3487.9} \text{ cm} = 17.1\text{cm}$$

$$\frac{L_0}{h} = \frac{1100}{80} = 13.75 > 8, \text{ 需考虑纵向弯曲影响。}$$

$$\text{求偏心距系数 } \alpha_1 = \frac{0.1}{0.3 + \frac{e_0}{h}} + 0.143 = 0.338$$

支撑混凝土弹性模量  $E_h=0.285 \times 10^5\text{MPa}$ , 截面惯性矩

$$I = \frac{B}{12} h^3 = \frac{1}{12} \times 90 \times 80^3 \text{ cm}^4 = 3.84 \times 10^6 \text{ cm}^4, \text{ 代入公式求 } \eta$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{kN}{10\alpha_1 E_h I} L_0^2} = 1.21$$

判别大小偏心:  $\eta e_0 = 1.21 \times 17.1 \text{ cm} = 20.69\text{cm} < 0.3h_0 = 23.1\text{cm}$

属于小偏心受压。  $e = \eta e_0 + \frac{h}{2} - a_g = (20.69 + \frac{80}{2} - 3) \text{ cm} = 57.69\text{cm}$

$$\text{受压区配筋: } A'_g = \frac{KN e - 0.5bh_0^2 R_a}{R'_g (h - a'_g)} < 0$$

按构造配筋, 选取  $6\phi 25$ ,  $A'_g = 29.45 \text{ cm}^2$

受拉区配筋：因  $e' = \frac{h}{2} - \eta e_0 - a'_g = (\frac{80}{2} - 20.69 - 3) \text{ cm} = 16.31 \text{ cm}$

$$A_g = \frac{KN'_e - 0.5bh_0'^2 R_a}{R_g (h_0 - a_g)} < 0$$

按构造配筋，选取  $6\phi 25$ ， $A'_g = 29.45 \text{ cm}^2$

(2) 跨中截面配筋计算

步骤同上。属小偏心受压。 $A_g$  和  $A'_g$  均按构造配筋，选取  $6\phi 25$ ， $A_g = A'_g = 29.45 \text{ cm}^2$ 。具体计算略。

4. 立柱及立柱桩设计（略）

7.2.5 施工监测

7.2.5.1 监测方案

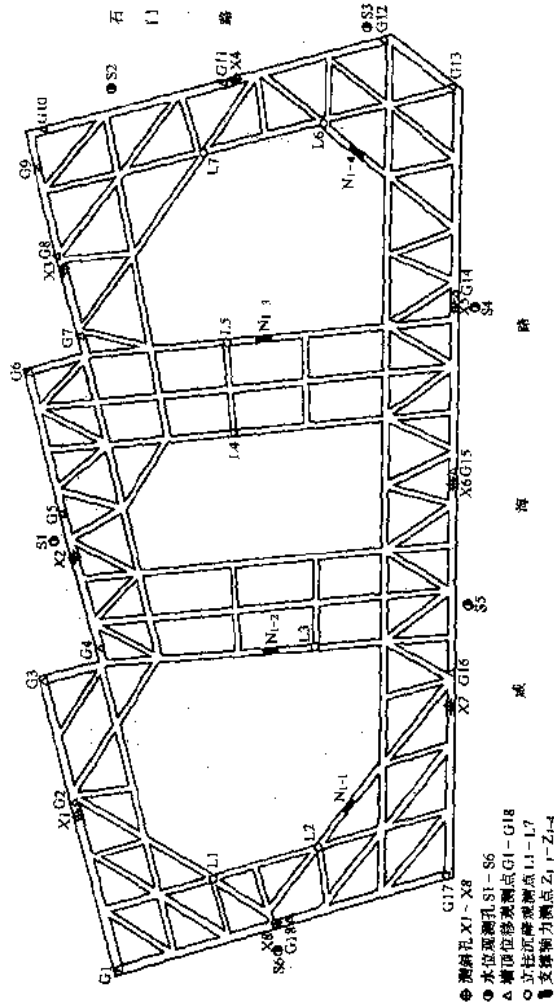


图 7-21 某坑围护结构监测平面图

该工程施工监测包括环境监测与围护结构监测两部分。基坑围护结构监测平面布置如图 7-21 所示，监测内容包括：①地下连续墙水平位移（即测斜）；②墙顶位移观测；③支撑轴力；④立柱沉降观测；⑤地下水位观测等。

环境监测平面布置如图 7-22 所示。内容包括各种地下管线及邻近建筑物沉降观测。

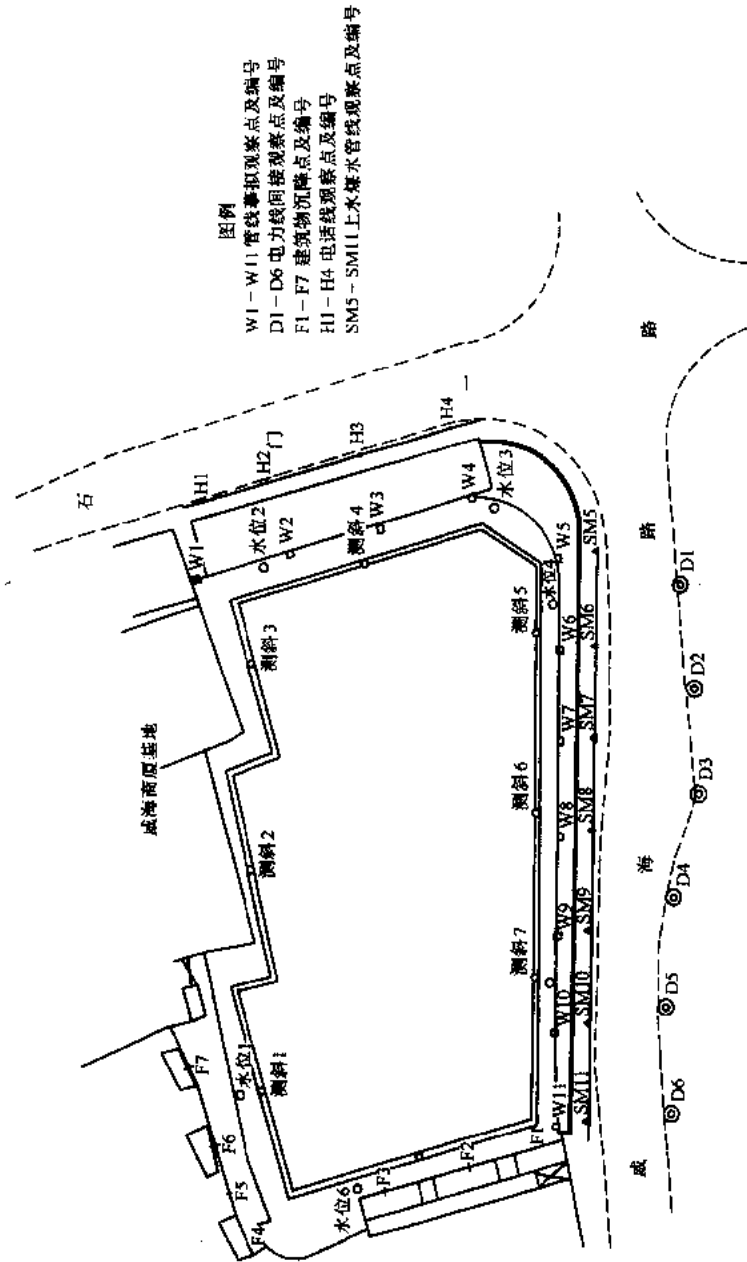


图 7-22 环境监测点平面布置图

### 7.2.5.2 监测结果

在各种工况下，对各监测项目实施了监测，得到了大量监测数据与曲线。例如在工况 4 的情况下，已完成三道支撑，基坑开挖至设计坑底标高时，某一次支撑轴力实测结果如表 7-7



所示。

表 7-7 上海南洋广场深基坑施工支撑轴力监测报表 (第 54 次, 1997.2.11)

支撑道数	应力计 编号	实测值/Hz	支撑轴力/kN
N1-1	203	2095.6	-912.4
	256	2203	-584.0
		平均	-748.2
N1-2	232	1867	-140.0
	294	2074.4	794.1
		平均	327.0
N1-3	254	1882	6994.8
	247	1935.36	6915.7
		平均	6955.2
N1-4	274	1996.3	3284.2
	229	2052.3	2631.1
		平均	2957.7
N2-1	228	2012.6	5245.3
	292	2034	6554.7
		平均	5900.0
N2-2	288	1921.6	6938.3
	298	1894.6	7773.4
		平均	7432.6
N2-4	211	1872	8931.3
	237	1895	8620.7
		平均	8776.0
N3-1	244	1919.8	3775.6
	271	1874.4	5107.4
		平均	4441.5
N3-2	218	2036.4	3180.2
	262	2004	2747.8
		平均	2964.0
N3-3	1014	1995.2	2789.0
	154	1979.2	3926.0
		平均	3357.5
N3-4	208	1916.8	4382.0
	230	1985	3349.4
		平均	3865.7

注：受压为正，受拉为负

地下连续墙墙体水平变形某一次的实测结果如表 7-8 所示。

表 7-8 上海南洋广场深基坑施工监测墙体水平位移报表 (第 54 次, 1997.2.11)

孔号	深度 /m	本次变位 /mm	累计变位 /mm
X2	0		4.00
	1	-0.13	5.46
	2	-0.02	7.57
	3	-0.23	10.12
	4	-0.32	12.49
	5	-0.44	14.66
	6	-0.34	16.79
	7	-0.59	19.85
	8	-0.53	22.98
	9	-0.68	25.72
	10	-0.72	27.79
	11	-0.84	29.33
	12	-0.93	30.34
	13	-1.06	31.73
	14	-0.82	32.18
	15	-0.99	31.91
	16	-0.72	30.89
	17	-0.57	30.67
	18	-0.47	28.41
	19	-0.40	27.07
	20	-0.19	23.37
	21	-0.06	21.07
	22	-0.13	18.03
	23	0.04	15.58
	24	0.02	13.08
	25	0.13	10.96

主要监测结果:

1. 基坑支护结构变位

墙顶圈梁: 垂直沉降最大点  $G_{10}$ : 10.4mm

水平位移最大点  $G_{14}$ : 4mm (向坑内)

立柱: 最大沉降  $L_1=0.5$ mm

最大上抬  $L_5=12.7$ mm

2. 墙体水平位移如表 7-9 所示。

表 7-9 墙体最大水平变形

墙体测点	X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8
墙体变形 /mm	37.97	39.48	33.83	42.89	36.80	45.45	23.62	35.96
发生位置深度 /m	15	17	14	14	15	17	12	16

3. 邻近建筑物与地下管线位移

邻近建筑物最大沉降,  $F_6$  点为 36.8mm:

地下管线最大变位:

电力线沉降  $D_2$  点为 9.6mm;

电力线水平位移  $D_2$  点为 0.99mm;

电话线沉降  $H_1$  点为 23.2mm;

电话线水平位移  $H_4$  点为 2.81mm;

上水和煤气管线沉降  $SM_7$  点为 31.9mm;

上水和煤气管线水平位移  $SM_5$ 、 $SM_6$  为 1.5mm;

管线模拟观测点沉降  $W_6$  为 30.40mm;

管线模拟观测点水平位移  $W_{10}$  点为 4.14mm。

#### 4. 地下水位

在基坑开挖第一道支撑和第二道支撑间的土方开挖过程中,坑外地下水位短期内曾有较大变化,局部达 1.0m 以上。检查后发现渗水点主要在顶圈梁与地下墙顶结合面以及槽段接头处。经及时采取封堵措施后,坑外地下水位恢复平稳,坑外地下水位变化均在地表下 0.5~1.0m 以内。

## 7.3 上海惠通科技城钻孔桩和斜土锚支护基坑工程

### 7.3.1 工程概况

上海惠通科技城位于浦东金桥出口加工区十号地块,北临纬四路,南靠新金桥路,由一幢 28 层的宾馆和两幢 19 层的写字楼构成一个建筑群体。基坑开挖深度一般为 6.50m,局部为 6.80m,基坑面积 11000m<sup>2</sup>,形状极不规则,如图 7-23 所示。

#### 1. 工程地质概况

各土层的物理力学指标如表 7-10 所示。

表 7-10 土层物理力学指标

土层名称	厚度 /m	含水量 w	重度 kN·m <sup>-3</sup>	承载力 f/kPa	压缩模量 $E_{1.2}$ /MPa	压缩系数 $\alpha_{1.2}$ /MPa <sup>-1</sup>	内摩擦角 $\phi$ /°	内聚力 c/kPa
① 填土	2.4							
② 粉质粘土	1.6	29.8	19.4	95	4.86	0.37	14.5	25
③ 淤泥质粉质粘土	6.5	40.1	17.9	70	2.82	0.76	14.4	11
④ 淤泥质粘土	12.4	50.3	17.4	65	2.37	1.01	8	13

#### 2. 环境情况

基坑南侧新金桥路为主要交通干道,北侧和西侧为纬四路,到路边的最小距离 4~5m,东侧与待建的同华大厦相接,距离较近,拟两基坑利用共同的围护结构。南侧新金桥路下有上、下水管及电缆,管线到基坑边沿最近距离 8~9m。

### 7.3.2 支护方案的选择

该建筑群由三幢高层组成，地下室联成整体，所以该基坑的特点是平面形状比较复杂，且几何尺寸很大，东西近 200m。这给支撑布置带来很大困难。如果一定要采用内支撑的话，则工程量很大，极不经济。如果将支撑拆除考虑在内的话，工期长，且拆除过程很难保持力系平衡。

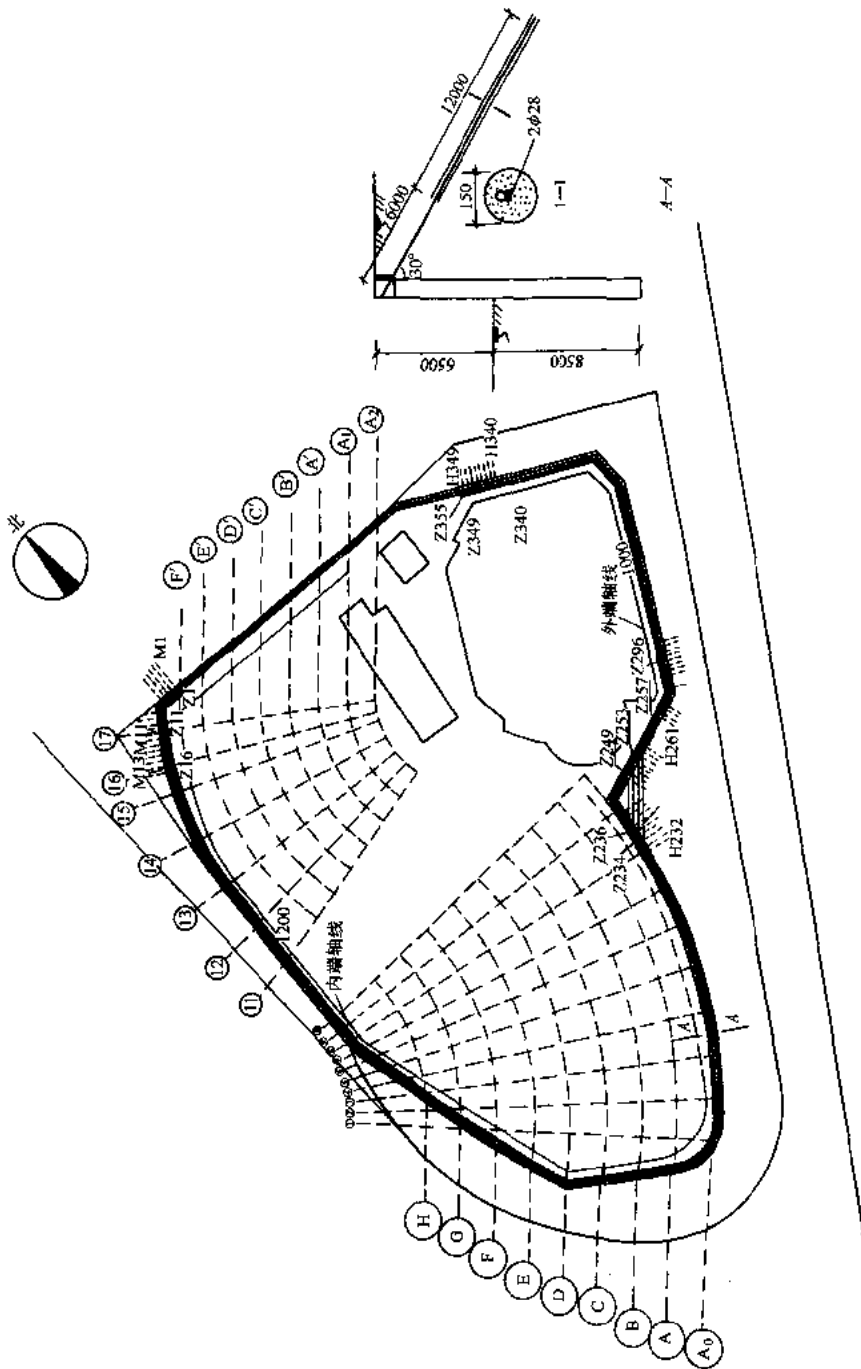


图 7-23 支护结构平面图

经过多个方案比较后，确定了如下方案（如图 7-23 所示）：

- 1) 采用钻孔灌注桩挡土结构，钻孔桩直径  $\phi 800\text{mm}$ ，长度有 15m、17m 和 19m 三种；
- 2) 以两排（宽 1.2m）水泥土搅桩作防水帷幕，搅拌桩长 10m；
- 3) 以单层土锚支撑围护结构，土锚长度分别为 16m 与 18m。土层锚杆绝大部分在规划红线以内。部分锚杆超出红线，在道路人行道下面，由于锚固段埋置较深（5~6m），不会影响到市政管线的铺设。经有关管理部门批准，采用本方案。

### 7.3.3 支护结构设计计算

计算简图如图 7-24 所示。

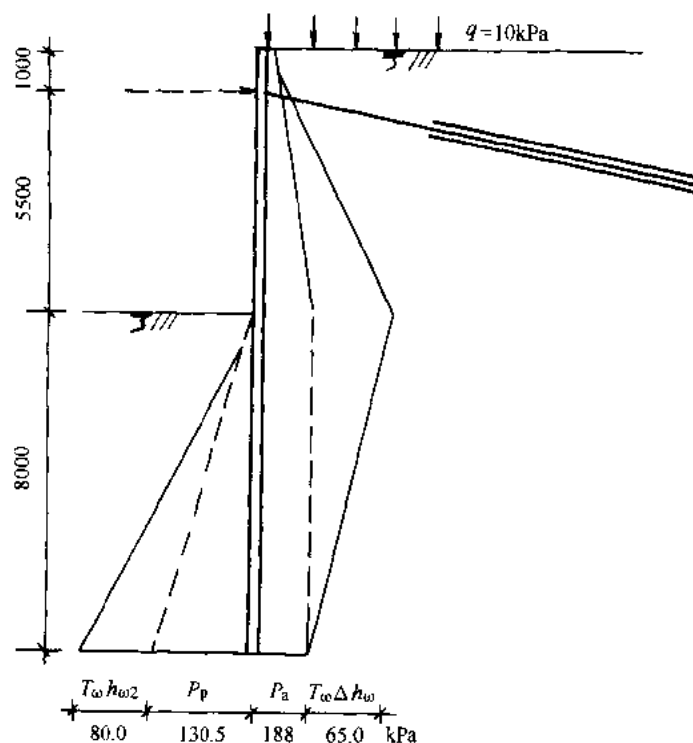


图 7-24 计算简图

灌注桩桩径 800mm，桩距中—中 1000mm，单层锚杆间距也为 1000mm，倾角  $\alpha=30^\circ$ ，圈梁低于地面 1m。

#### 7.3.3.1 水土压力计算

开挖深度范围内土体力学指标加权平均值：

$$\varphi = \frac{14.5 \times (2.4 + 1.6) + 14.4 \times 2.5}{6.5} (^\circ) = 14.4^\circ$$

$$c = \frac{25 \times (2.4 + 1.6) + 11 \times 2.5}{6.5} \text{ kPa} = 19.62 \text{ kPa}$$

$$K_a = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.60$$

$$K_p = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = 1.55$$

$$p_a = (q + \sum r_i h_i) K_a - 2c\sqrt{K_a} = 18.87 \text{ kPa}$$

$$p_p = r_i h_i K_p + 2c\sqrt{K_p} = 130.48 \text{ kPa}$$

水压力按静止水压力计算:

$$\gamma_w \Delta h_w = 10 \times 6.5 \text{ kPa} = 65 \text{ kPa}$$

$$\gamma_w \Delta h_{w2} = 10 \times 8 \text{ kPa} = 80 \text{ kPa}$$

水压力与土压力之和

主动侧水土压力:

$$p_a + \gamma_w \Delta h_w = 83.87 \text{ kPa}$$

被动侧水土压力:

$$p_p + \gamma_w \Delta h_{w2} = (130.48 + 80) \text{ kPa} = 210.48 \text{ kPa}$$

### 7.3.3.2 内力计算

用相当梁法进行计算。

考虑桩墙与土体间摩擦力对被动土压力系数进行修正:

$$\text{墙前 } K_p = K K_p = 1.3 \times 1.55 = 2.02$$

$$\text{墙后 } K_p = K' K_p = 0.6 \times 1.55 = 0.93$$

基坑底面到水土压力为 0 点的距离:

$$y = \frac{P_a}{\gamma(K_p - K_a)} = \frac{83.87}{19(2.02 - 0.60)} \text{ m} = 2.98 \text{ m}$$

相当梁法计算图式如图 7-25 所示, 计算支撑反力  $R_a$

$$\Sigma M_0 = 0$$

$$R_a(5.5 + 3) = \left( 83.87 \times 3 \times \frac{1}{2} \right) \times \frac{2}{3} \times 3 + 83.87 \times 6.5 \times \frac{1}{2} \times \left( 3 + \frac{6.5}{3} \right)$$

$$\therefore R_a = 195.3 \text{ kN}$$

$$\Sigma H = 0, \text{ 得 } R_0 = 203.08 \text{ kN}$$

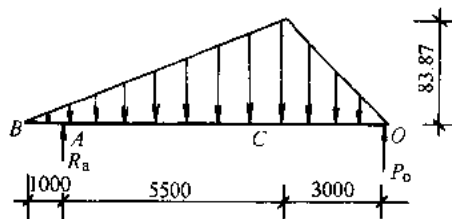


图 7-25 相当梁法计算图式

设最大弯矩所在截面距地表为  $x$ , 则

$$M(x) = R_a(x - 1.0) - qK_a \frac{x^2}{2} - \frac{p_a x}{6.5} \times \frac{x^2}{6}$$

$$M(x) = 195.3(x - 1.0) - 10 \times 0.6 \times \frac{x^2}{2} - \frac{83.87}{6.5} \frac{x^3}{6}$$

$$\text{令 } \frac{dM(x)}{dx} = 0$$

$$\text{即 } \frac{dM(x)}{dx} = 6.45x^2 + 6x - 195.3 = 0$$

解得:  $x=5.06\text{m}$ ,  $M_{\max}=437.5\text{kN}\cdot\text{m}$

### 7.3.3.3 求插入深度

$$t_0 = y + \sqrt{\frac{6R_0}{\gamma(K_p - K_a)}} = \left[ 2.98 + \sqrt{\frac{6 \times 203.08}{19(2.02 - 0.6)}} \right] \text{m} = 9.70\text{m}$$

$$t = t_0 \times 1.1 = 10.67\text{m}$$

灌注桩总长度为

$$H = h_0 + t = (6.5 + 10.67) \text{m} = 17\text{m}$$

### 7.3.3.4 灌注桩截面设计

灌注桩直径为  $\phi 800\text{mm}$ , 混凝土为 C25, 受力钢筋用 II 级钢, 综合安全系数  $K=1.4$ , 将直径  $800\text{mm}$  的圆形桩体化为宽  $1000\text{mm}$ 、墙厚为  $h$  的墙体,

$$\text{则 } \frac{h^4}{12} = \frac{\pi D^4}{64}$$

$h=700.87\text{mm}$ , 取墙厚  $h=700\text{mm}$ 。

双面对称配筋, 总面积  $A_g=4150\text{mm}^2$ 。

选取  $16\phi 18$ ,  $A_g=4072\text{mm}^2$ , 沿灌注桩周边均匀配置, 保护层取  $50\text{mm}$ , 则间距为  $137\text{mm}$ 。

箍筋按构造配置, 螺旋筋  $\phi 8@250$ 。

### 7.3.3.5 土层锚杆设计

#### 1. 自由段长度的确定

土锚自由段长度  $L_f$ , 按超出滑裂面  $1.0\text{m}$  确定:

$$L_f = \frac{(6.1 - 1.0) \sin\left(45^\circ - \frac{14.4^\circ}{2}\right)}{\sin(180^\circ - 60^\circ - 30^\circ)} + 1.0 = 4.37 \text{m}$$

取  $L_f=6.0\text{m}$ 。

#### 2. 锚固段长度的确定

锚固段直径  $D_m=150 \times 1.2\text{mm}=180\text{mm}$

暂设锚固段长  $12.0\text{m}$ , 则锚固段中点埋深

$$h = \left[ 1.0 + \left( 18 - \frac{12}{2} \right) \sin 30^\circ \right] \text{m} = 7.0\text{m}$$

剪切强度

$$\begin{aligned} \tau &= c + \sigma \tan \delta \\ &= (19.6 + 19 \times 7 \times \tan 14.4^\circ) \text{kPa} = 53.75\text{kPa} \end{aligned}$$

$$L_a = \frac{K_m N_t}{\pi d_m \tau} = \frac{1.5 \times \frac{195.3}{\cos 30^\circ}}{3.14 \times 0.18 \times 53.75} \text{ m} = 11.13 \text{ m}$$

取  $L_a=12.0\text{m}$ 。则锚杆总长度为：

$$L_m = L_a + L_f = (12.0 + 6.0) \text{ m} = 18.0 \text{ m}$$

3. 锚杆截面

$$A = \frac{K_{nj} N_t}{f_{ptk}} = \frac{1.3 \times \frac{195.3}{\cos 30^\circ} \times 1000}{310} \text{ mm}^2 = 945.7 \text{ mm}^2$$

选用  $2\phi 28$ , ( $A_g=1230\text{mm}^2$ )

7.3.3.6 稳定性验算

1. 整体稳定性验算

由于围护桩插入深度比较大，且锚杆比较长、比较密，这些对提高边坡抗滑移能力是有利的。根据经验，可不验算该边坡的整体稳定性。

2. 深层滑移稳定性

桩长 17.0m，开挖深度 6.5m，插入深度 10.5m，假想铰在开挖面以下 3.0m，斜土锚全长 18.0m，其中自由段长 6.0m，锚固段长 12.0m，锚杆倾角  $\alpha = 30^\circ$ ， $N_f = 195.3 / \cos 30^\circ \approx 225.5 \text{ kN}$ 。土层内摩擦角  $\phi = 14.4^\circ$ ，内聚力  $c = 19.6 \text{ kPa}$ ，土体重度  $19.0 \text{ kN/m}^3$ ，土体与桩体之间的摩擦角取  $14.4^\circ$ ，超载  $q = 10 \text{ kPa}$ 。

根据图 7-26 力多边形求得锚杆拉力  $R_{\max} = 335.6 \text{ kN}$

$$\frac{R_{\max}}{N_t} = \frac{335.6}{225.5} = 1.49 > 1.2 \quad (\text{可})$$

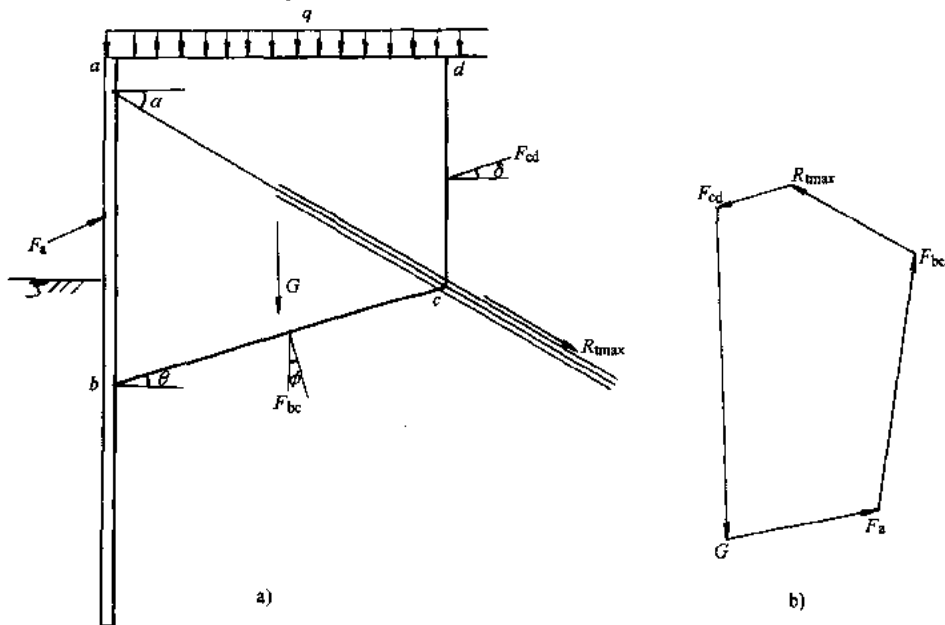


图 7-26 深层滑动稳定性验算

a) 剖面图 b) 力多边形



## 3. 围护桩墙底部地基承载力验算 (图 7-27)

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = 2.36$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \phi} = \frac{1.36}{\tan 9.5^\circ} = 8.13$$

$$\gamma_1 = 17.8 \text{ kN/m}^3, \quad \gamma_2 = 17.6 \text{ kN/m}^3$$

$$K_{wz} = \frac{\gamma_2 DN_q + cN_c}{\gamma_1 (h_0 + D) + q} = \frac{17.6 \times 10.5 \times 2.36 + 13 \times 8.13}{17.8(6.5 + 10.5) + 10} = 1.73 \quad (\text{可})$$

## 4. 基坑底部土体抗隆起稳定性验算 (图 7-28)

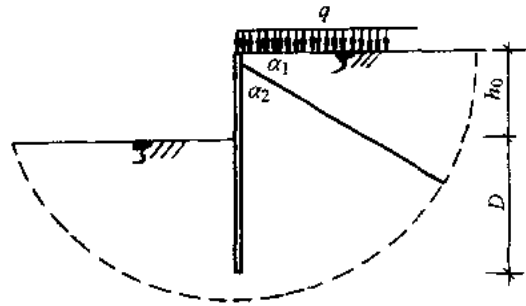
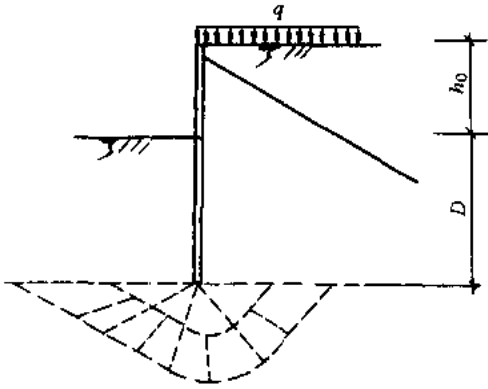


图 7-27 围护桩墙底部土体地基承载力验算

图 7-28 基坑底部抗隆起计算简图

$$R_1 = D \left( \frac{\gamma h_0^2}{2} \right) + qh_0 + \frac{1}{2} D^2 q_f (\alpha_2 - \alpha_1 + \sin \alpha_2 \cos \alpha_2 - \sin \alpha_1 \cos \alpha_1) -$$

$$\frac{1}{3} \gamma D^3 (\cos^3 \alpha_2 - \cos^3 \alpha_1) = 10043.04$$

$$R_2 = \frac{1}{2} D^2 q_f \left[ \alpha_2 - \alpha_1 - \frac{1}{2} (\sin^2 \alpha_2 - \sin^2 \alpha_1) \right] -$$

$$\frac{1}{3} \gamma D^3 [\sin^2 \alpha_2 \cos \alpha_2 - \sin^2 \alpha_1 \cos \alpha_1 + 2(\cos \alpha_2 - \cos \alpha_1)] = 8539$$

$$R_3 = h_0 D + (\alpha_2 - \alpha_1) D^2 = 126.0$$

$$M_{RL} = R_1 K_a \tan \phi + R_2 \tan \phi + R_3 C = 6233$$

$$M_{SL} = \frac{1}{2} D^2 (\gamma h_0 + q) = 2150$$

$$K_L = \frac{M_{RL}}{M_{SL}} = \frac{6233}{2150} = 2.89 > 2.0 \quad (\text{可})$$

## 5. 围护桩墙底部土体抗渗流, 即抗管涌稳定性验算 (图 7-29)

$$i_c = \frac{G_s - 1}{1 + e} = \frac{2.75 - 1}{1 + 1.38} = 0.735$$

$$i = \frac{h_w}{L} = \frac{h_w}{\Sigma L_h + \Sigma L_v} = \frac{6.5}{2 + 1.5 \times (16 + 10)} = 0.1585$$

$$K_s = \frac{i_c}{i} = \frac{0.735}{0.1585} = 4.64 > 2$$

以上计算表明，斜土锚支护结构各项稳定性验算均满足要求。

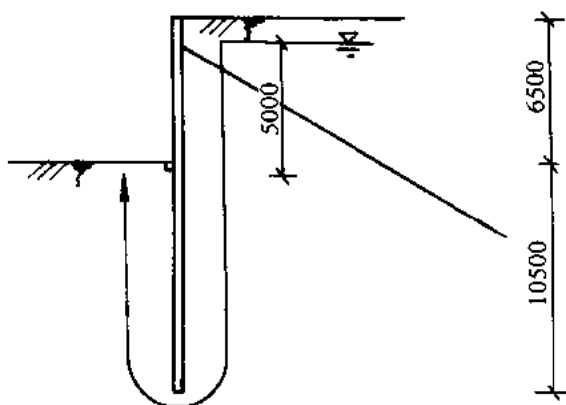


图 7-29 抗渗验算

### 7.3.4 施工要求

斜土锚支护结构的安全度主要取决于地层情况以外，很重要的因素是土层锚杆的施工质量。土层锚杆的施工要求如下：

- 1) 钻孔定位误差小于 50mm，孔斜误差小于  $\pm 1^\circ$ ，孔斜偏离轴线不大于 3% 的钻孔深度，钻孔深度比锚杆长 30cm。
- 2) 锚固段必须进行二次压力灌浆。第一次压注水泥砂浆，第二次注浆须待第一次注入浆液初凝后（约 4~5 小时）进行，压注纯水泥浆，注浆压力控制在 1.0~2.0MPa 之间。
- 3) 施工完成 14 天后，逐根进行张拉，先张拉到 1.1 $N_t$ ，退回到 0.8 设计荷载即锁定。

### 7.3.5 监测结果及评价

1. 在开挖过程中，进行了基坑位移监测，桩顶水平位移一般为 25mm，个别区段由于建造了水泥罐，附加荷载较大，桩顶水平位移达 40~50mm，地面有裂缝产生，但未形成险情。
2. 地表沉降为 19mm。在锚固段中点上方，地表局部产生微细裂缝，及时进行了修堵，防止地表水渗入。
3. 由于基坑无内支撑，基坑挖土及结构施工效率大大提高，加快了施工进度。

## 7.4 上海永华大楼灌注桩及钢支撑支护结构

### 7.4.1 概况

上海永华大楼位于浦东陆家咀开发区浦东大道南侧，主楼 27 层，高 99.0m，框架—核心筒结构。裙房 4 层，框架结构，地下 2 层。

根据工程地质勘察资料，场地内地基土在 70m 深度范围内主要为淤泥质粘土和粉质粘土，本工程采用  $\phi 800\text{mm}$ ，长 43m 的钻孔灌注桩，地下室底板厚 2.0m。

该基坑尺寸为  $62.4\text{m} \times 52.45\text{m}$ ，开挖深度 10.6m，土方量约 5 万  $\text{m}^3$ 。

周围环境情况：有多种地下管线。周围民房质量差，基础埋深很浅。

### 7.4.2 深基坑支护方案

该基坑采用密排钻孔灌注桩作挡土结构，桩径  $\phi 800\text{mm}$ ，间距 850mm，入土深度 21.0m。在支护桩外侧用深层搅拌桩作隔水帷幕，深 15m。在支护桩顶部沿基坑四周浇筑锁口圈梁，连成整体。基坑内沿深度方向设三道  $\phi 609\text{mm}$  钢管作支撑结构，并对支撑施加预应力。坑底用水泥土搅拌桩加固。基坑支护方案如图 7-30 所示。

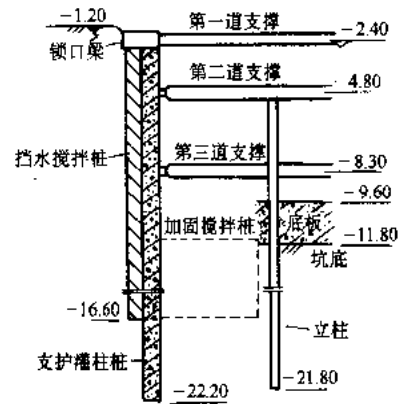


图 7-30 基坑支护方案示意图

### 7.4.3 钢管支撑施工

支撑结构由支撑钢管、型钢围檩、型钢立柱、八字撑以及上、下抱箍所组成，如图 7-31 所示。每道支撑形成一个平面支承系统，以平衡由支护灌注桩所传递的水、土侧向压力。

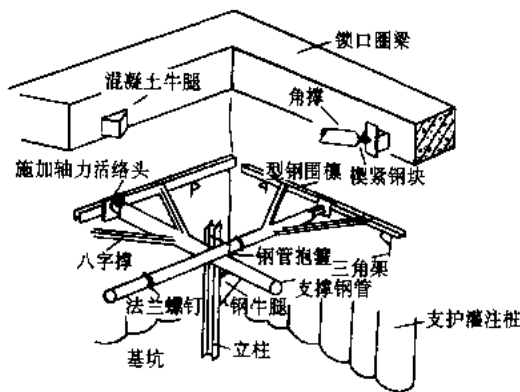


图 7-31 支撑体系示意图

为了减少因支撑过密给挖土增加困难，第一道支撑采用四个角撑，支在基坑顶部圈梁的混凝土牛腿上。第二、三道支撑钢管皆为双向正交布置。交叉处设型钢立柱作支承点，

以减少钢管的自由长度。钢管支撑及立柱的间距均为 5m。

支撑安设是与土方开挖同时交叉进行的。按照“先撑后挖”的原则，撑好一道支撑，挖一层土，再安装下一道支撑，再挖下一层土。

支撑安装的程序如下：

- 1) 挖土前，按设计位置，打下型钢立柱，入土深度 21m；
- 2) 沿支护灌注桩内侧开沟槽，在支护桩预埋件上焊三角架，安装型钢围檩；
- 3) 将围檩与支护桩之间的孔隙用早强混凝土灌实，养护不少于 48 小时；
- 4) 在型钢立柱上焊钢牛腿以支承钢管；
- 5) 安装钢管支撑，将其接头处法兰螺丝拧紧；
- 6) 给钢管支撑施加顶紧力（用油压千斤顶在钢管端部施加，最好两端同时进行）。加轴力前，焊接交叉节点处的抱箍，约束钢管侧向变形，但不影响轴向变形；
- 7) 加好轴力后，在钢管端部焊上八字撑，并将钢管交叉处的上、下抱箍焊死。

#### 7.4.4 基坑开挖

在确保安全的前提下，基坑开挖按“分层开挖、先撑后挖”的原则，经过多种方案的比较，采用如图 7-32 所示的开挖方案，分为四层进行开挖。

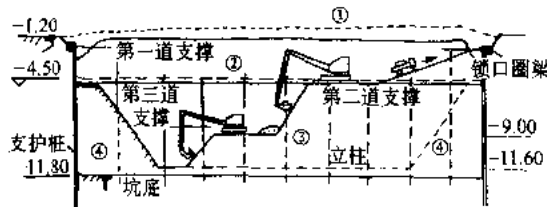


图 7-32 基坑开挖示意图

在基坑正式开挖以前，先将第①层地表土挖运出去（到-1.5m 左右）。浇筑锁口圈梁，进行场地平整和基坑降水等准备工作。然后分层安装支撑并施加轴力，再分层开挖第②层到第③层土方。在开挖第③层土时，挖土机和运土车需下坑在第二道支撑上（-4.50m）作业，并采用台阶式“接力”。人挖机在上面装车，小挖机在坑下向上翻土，一直挖到坑底（-11.60m）。第三道支撑随挖随撑，逐步形成。最后用抓斗挖两侧土坡第④层上，配合人工修整坑底土方（到-11.80m）。

基坑开挖自 1993 年 9 月 8 日开始，连续工作 108 天，顺利完成了全部土方挖运任务。基本保证了周围环境的安全和基坑的稳定。实践证明，基坑开挖方案是正确的。从开挖过程中可见，第二道支撑是关键，必须在第二道支撑全面形成并施加足够的顶紧轴力之后，才可向下挖第③层上。“先撑后挖”虽给挖土带来较大难度，但是支撑好了为挖土提供了安全条件。

#### 7.4.5 监测结果

在基坑开挖过程中，对地表、墙体、管线的位移进行了监测，对周围房屋裂缝及损坏

情况进行了调查。

#### 7.4.5.1 墙体侧向位移

在支护灌注桩内埋设了 8 根测斜管，埋深 17~20m，用测斜仪量测墙体的侧向位移，图 7-33 为桩体侧向位移实测结果的例子，最大位移为 60mm，产生的位置在开挖面以上 2m 左右。

#### 7.4.5.2 墙顶水平位移

支护桩墙顶部水平位移是通过在锁口圈梁内侧的测点用经纬仪进行观测的。观测结果表明，在基坑挖深度小于 6.0m 时，支护桩顶部皆向坑内变形，最大水平位移为 15mm，发生在基坑长向的中段。基坑短向的水平位移较均匀，为 3~6mm。基坑四角处空间刚度大，位移最小只有 2mm 左右。当挖深度超过 6.0m 后，支护桩顶部水平位移由停止发展逐渐向坑外变形，到挖深 10.8m 时桩顶向坑外位移最大达 37mm。

#### 7.4.5.3 支撑轴力

本工程三道支撑的预加轴力，由上向下逐层增大，分别为 400kN、750kN 和 1000kN，约相当于理论计算轴力的 40% 左右。为使预加轴力达到预定要求，必须事先做好油泵和千斤顶的标定工作，现场操作时一定要等到钢管楔紧之后，才能给千斤顶回油。

在基坑开挖过程中，支撑轴力会发生变化。支撑的最大轴力是预加轴力和支护桩传给支撑的力二者之和。而支撑最大轴力应小于（或等于）支撑的承载力，且有一定安全系数。

为及时了解支撑的工作情况，保证安全施工，本工程从 38 根支撑钢管中选择 10 根作轴力监测。轴力监测采用钢弦式轴力传感器，安装在钢管端部，通过频率仪测得钢弦的振动频率，即可推求轴力的大小。轴力量测每天一次，连续观测至基坑开挖结束、混凝土底板浇筑后支撑拆除为止。支撑轴力实测资料表明：

1) 支撑预加轴力之后，随开挖深度增大，支撑轴力一般均有所上升。这种上升反映坑内土体挖除后，支护桩向坑内位移所增加的侧压力。增加的幅度每根支撑约 100kN 左右，最大为 300kN 左右。

2) 在支撑预加轴力到拆除的全过程中，轴力变化的幅度与预加轴力的大小有一定关系。相对地讲，预加轴力较大的，变化幅度较小（150kN 左右）；预加轴力较小的，变化幅度较大（300kN 左右）。

3) 第一道支撑的轴力，随开挖深度增加逐渐增大，但在第三道支撑架设后，第一道支撑轴力明显降低，后期甚至低于预加轴力 200kN 以上。这表明，支护桩顶部由开始向坑内位移逐渐转向坑外变形的特征。这与桩体测斜资料得到的位移曲线是一致的。

#### 7.4.6 小结

从永华大楼灌注桩及钢支撑支护结构使用结果看是成功的，配以深层搅拌桩作防水帷

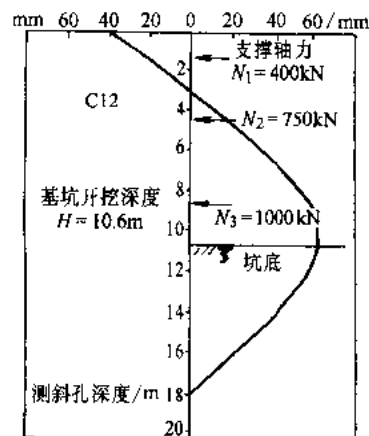


图 7-33 桩体侧向位移实测结果

幕并适当加固坑内地基是有效的。对周围环境影响均在安全范围内。

采用灌注桩挡土，其插入深度应略大于实际开挖深度，即  $D/H \geq 1.1 \sim 1.2$  左右。

支撑立柱间距可适当放大，为挖土提供较大空间。本工程施工过程中，曾将部分立柱间距离扩大到 10m 左右是可行的。支撑钢管的自由支承长度可控制在  $20d$  ( $d$  为钢管直径) 左右。

用型钢做围檩要有足够的刚度，要焊上足够的加劲板，并验算其弯曲变形。

支撑轴力监测十分必要，预加轴力可控制在理论值的 40% 左右。

## 7.5 上海外滩京城大厦地下连续墙加钢筋混凝土支撑的支护工程

### 7.5.1 概况

上海外滩京城大厦地处黄浦区，南起北京东路，北至厦门路，东起福建中路，西到浙江中路。整个基地占地总面积  $23850\text{m}^2$ 。整个建筑由东西两幢 31 层塔楼以及 5 至 8 层裙房组成。

本工程整个基坑的平面形状基本为长方形，平面尺寸为  $200\text{m} \times 110\text{m}$ 。工程分为一期与二期，一期与二期之间采用钻孔灌注桩进行分割。一期基坑的开挖面积约为  $12892\text{m}^2$ ，开挖深度分为  $-11.55\text{m}$  (裙房) 和  $-12.55\text{m}$  (西侧高层)。

该场地各土层的物理力学性质指标如表 7-11 所示。

表 7-11 各土层的物理力学性质指标表

土层编号	土层名称	厚度 /m	含水量 $w$ (%)	重度 $\gamma$ /kN·m <sup>-3</sup>	固结快剪		渗透系数 $K$ / $\times 10^{-7}$ , cm/s	
					$c$ /kPa	$\varphi$ /°	$k_h$	$k_v$
①	填土	1.5						
②	褐黄色粉质粘土	1.3	34.3	18.7	16.0	12.20	2.76	1.53
③	灰色淤泥粉质粘土	5.5	41.7	17.8	7.0	19.20	5.91	2.40
④	灰色淤泥质粘土	8.0	50.1	16.9	8.0	6.45	5.08	2.22
⑤	灰色粘土	7.0	39.1	17.8	10.0	9.30		
⑤2	灰色粉质粘土	>16.0	33.5	18.2	10.0	17.50		

### 7.5.2 基坑支护结构方案

本基坑四周均为重要的交通干道，基坑周边几乎紧靠路面，对基坑四周的位移及沉降控制提出很高要求。

为保证支护结构的整体刚度，采用 800mm 厚，深 24m 的地下连续墙加钢筋混凝土支撑。围护及支撑系统布置示意图见图 7-34。支撑系统的竖向布置如图 7-35 所示。该支撑系统由于客观原因，形成一个显著的特点，即采用三道围檩、两道支撑的做法，第二、三道围檩



这一方案是在原方案三道围檩、三道支撑的基础上修改而成的，即成为三道围檩、二道支撑。新方案的上下支撑之间的净空增大，挖掘机和车辆可下坑自由作业，如图 7-36 所示。

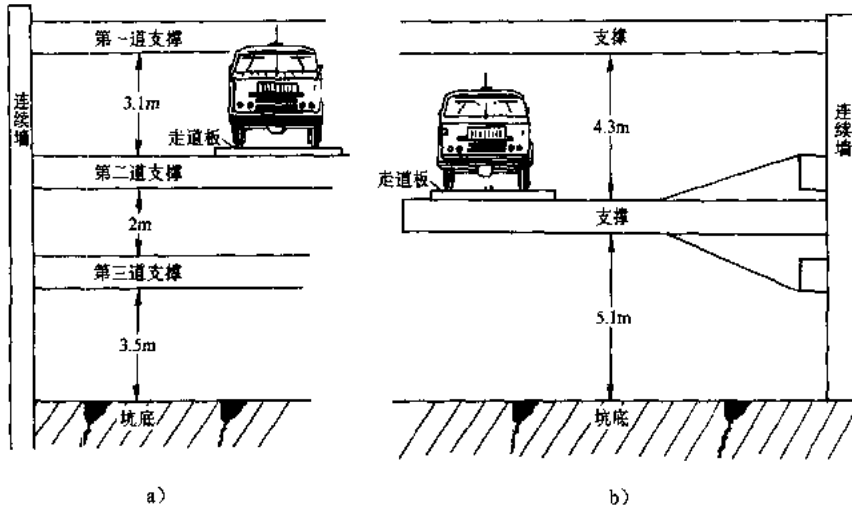


图 7-36 新方案与原方案的空间比较

- a) 原方案：三道支撑，支撑与支撑间的上下空间狭小，限制了挖掘机与车辆下坑作业
- b) 新方案：三道支撑改为二道支撑，支撑与支撑间的上下空间得到扩展，挖掘机与车辆可下坑自由作业

支撑截面为  $1.00\text{m} \times 1.20\text{m}$ ，在基坑四周的对角设置 3~4 道支撑；在基坑南北和东西向的腰部各设置三道跨度为  $69\text{m}$  的支撑，并用截面为  $800\text{mm} \times 1000\text{mm}$  的围檩把支撑与连续墙连为一体。

为提高坑底被动区土体的  $C$ 、 $\phi$  和  $m$  值，沿基坑四周采用水泥土搅拌桩进行土体加固，如图 7-37 所示。

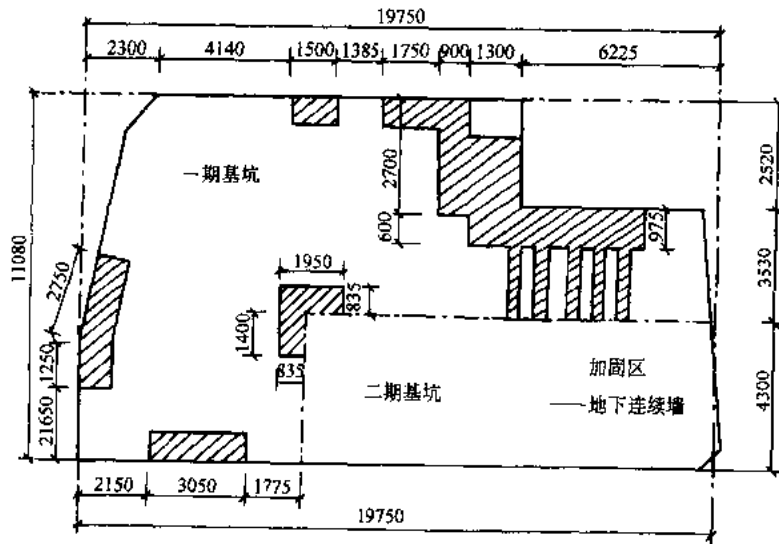


图 7-37 土体加固区布图



### 7.5.3 支护结构的计算

地下连续墙的内力与位移计算采用竖向弹性地基梁杆系有限元法计算， $m$  取  $3000\text{kN/m}^4$ 。图 7-38 为开挖到基底标高各工况下的位移、弯矩与剪力。

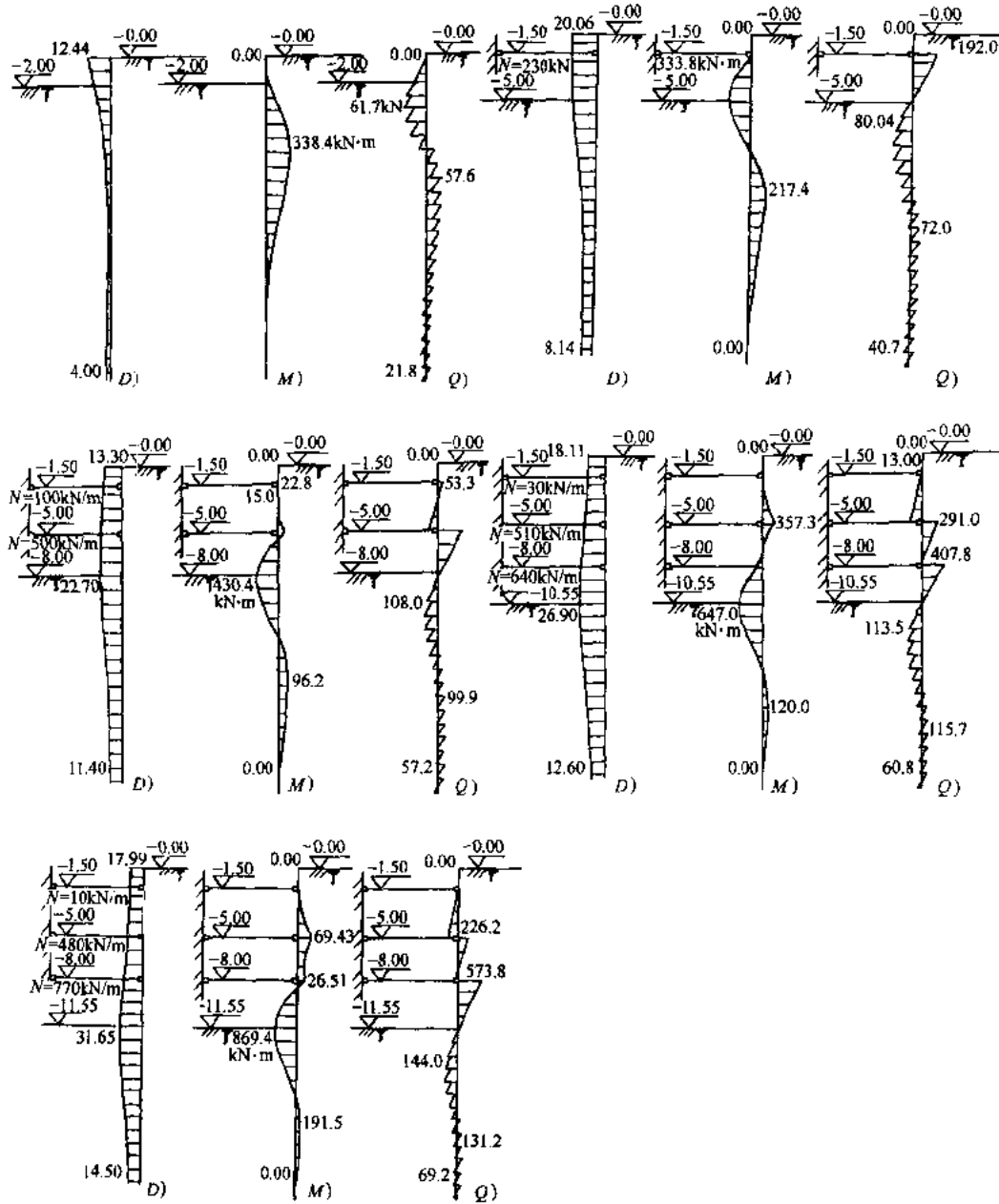


图 7-38 各工况下连续墙的位置、弯矩与剪力图

### 7.5.4 施工措施

1) 由三道支撑改为二道支撑，即把第二道、第三道支撑合并成一道支撑，三道围檩仍

然不变。采用这一方案除了需进行计算分析外，尚需在节点构造上采用如图 7-39 所示的腋角平牛腿连接节点；

2) 坚持先撑后挖顺序，先挖去支撑部位的土方，支撑形成后再大面积开挖，这对保持围护的安全稳定具有重要意义；

3) 提高支撑混凝土标号，利用早强型混凝土级配比，使支撑混凝土提前达到设计强，为挖机提前开挖创造条件；

4) 合理布置坑内预降水，最大限度地利用每台真空深井抽水机的降水覆盖面，控制开挖土层的含水量，以利于围护的稳定和满足土方作业的要求。

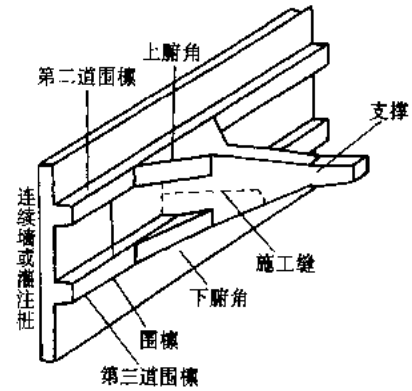


图 7-39 腋角平牛腿连接节点示意图

### 7.5.5 监测结果与分析

#### 7.5.5.1 监测目的

本基坑外围有四条道路，其中南侧北京东路与东侧福建路桥均是交通干道，道路地下管线密布；北侧紧邻基坑的厦门路变电站是重要建筑物，必须重点加以保护。

本基坑属于大型的深基坑，在施工过程中对墙体、墙顶的位移以及支撑轴力必须加以跟踪监测，以便及时发现任何险紧，以便采取必要措施，确保施工安全。

#### 7.5.5.2 监测内容

本基坑监测内容包括：

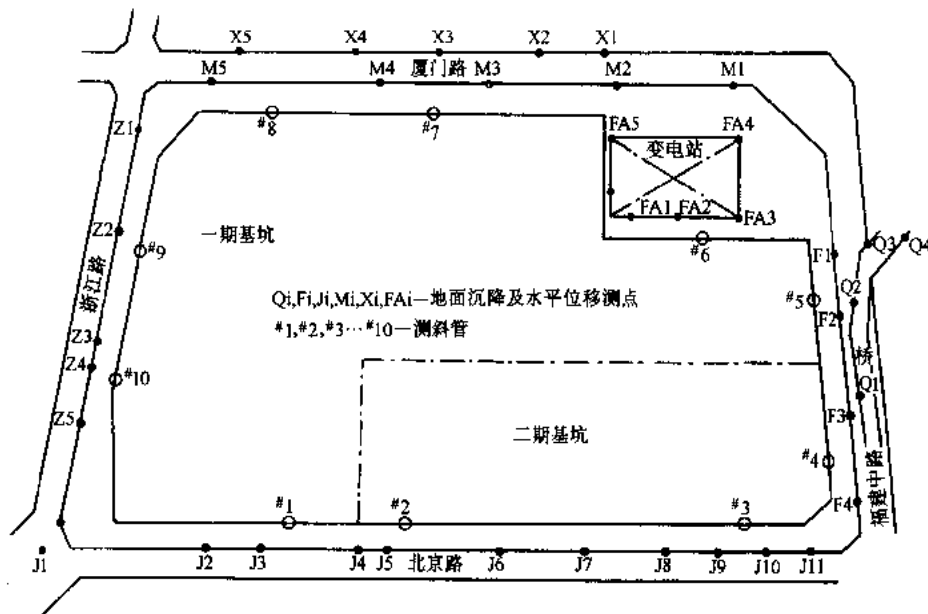


图 7-40 监测点平面布置图

- 1) 地下连续墙的水平位移和应力;
  - 2) 墙顶水平位移和竖向位移;
  - 3) 墙背后的土压力和孔隙水压力;
  - 4) 钢筋混凝土支撑的轴力;
  - 5) 周围环境(包括地下管线和邻近房屋)的水平位移和沉降。
- 监测点的平面布置如图 7-40 所示。

### 7.5.5.3 结果与分析

#### 1. 地下连续墙墙体变形

如图 7-40 所示,在二期工程开挖范围内,共埋设 7 只测斜孔,深 24m。各测斜孔的最大位移和在不同阶段下的变形速率的实测数据见表 7-12 所示。

表 7-12 地下连续墙墙体最大位移和在不同阶段的位移速率 (mm/d)

孔号	最大位移 /mm	挖土至二层 约 6m	挖土至三层 约 9m	挖土至四层 约 12m	浇底板前 12.1m
*1	84	0.78	0.61	1.20	0.55
*5	72	0.66	1.01	0.34	0.14
*6	105	0.70	0.79	2.02	0.52
*7	86	0.83	1.13	1.10	0.37
*8	83	0.53	0.65	1.25	0.10
*9	106	0.44	0.98	1.92	0.09
*10	95	0.80	0.89	4.40	0.48

从表 7-12 可见:

1) 墙体的最大水平位移为 10.6cm,此时基坑开挖深度为 12.0m;

2) 在基坑开挖过程中,最大位移速率出现在开挖至最终设计标高而底板尚未浇筑之前。从理论上分析,在此工况时,最后一道支撑至坑底之间的围护墙体基本处于无支撑的悬臂状态,同时,坑底被动区土体在此工况阶段已基本处于塑性状态,土体强度降低很明显。因此,实测位移速率最大值在挖土至坑底阶段是同理论相符合的。

从实测资料表明,最大位移的位置,不是在基底,而是离基底开挖面以下 2~3m。图 7-41 表示\*9 测斜孔在不同阶段的位移随深度变化的曲线。

应当指出,实测墙体水平位移与计算值的差异是很自然的,因为支护结构采用线弹性理论方法计算围护墙体在不同开挖阶段的位移,其中主动区土压力按朗肯理论,被动区按基床系数法取值。那么,当水平位移比较小时,接近弹性状态,实测与计算值相差小;当位移值相当大时,此时土体已基本处于塑性状态,变形的时间效应也十分明显,实测值比计算值大得多。当然计算过程中,对各种参数的取值进行调整,或改进计算方法,可使计算值更符合实际情况。

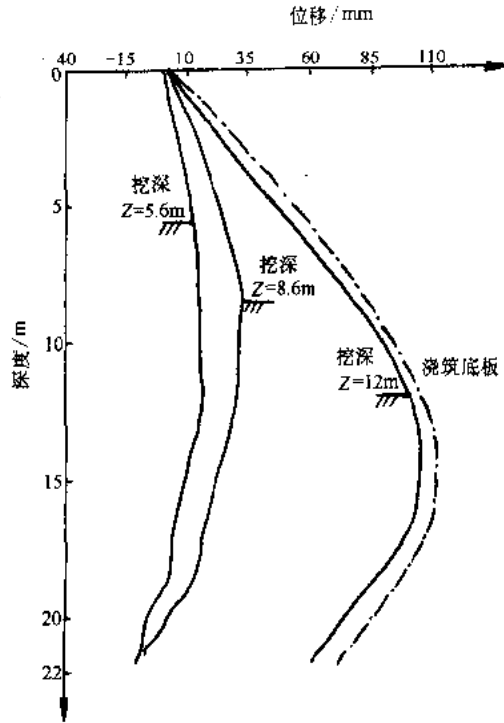


图 7-41 \*9 测斜孔墙体位移随深度变化曲线

2. 地表沉降

本基坑开挖面积大而深，故在每个施工阶段，对周围的地及各种地下管线均设置测点进行了监测。自 1994 年 10 月至 1995 年 3 月，历时约 180 天，对每一测点进行了监测，各测点最大沉降值如表 7-13 所示。

表 7-13 地表（管线）各测点最大沉降 (mm)

测点	Z1	Z2	Z3	Z4	J1	J2	J3	J4	J5	F4	F3	Q1	Q2	FA5	M2	M3	M4	M5	X1	X2	X3	X4	X5
沉降	112	124	137	103	59	85	91	67	41	72	47	16	52	107	39	56	83	83	40	47	75	98	99

以浙江路上的地表测点 Z1 点为例，其沉降时间曲线如图 7-42 所示。

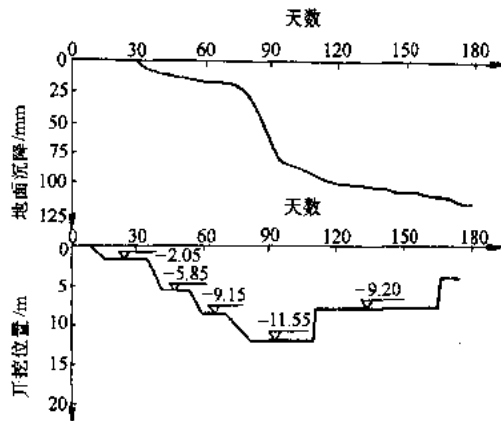


图 7-42 Z1 点的 s-t 曲线及其相应的开挖深度

从图 7-42 中可见, 从开始挖土至-9.15m, 沉降速率小, 沉降量约占总沉降的 15%; 挖至基底标高-11.55m 时, 沉降速率最大, 沉降量约占总沉降的 50%~60%; 浇筑底板后, 沉降逐渐趋于稳定, 但仍有一定数量的沉降, 约占 20%。

### 3. 支撑轴力

本工程共布置 7 个支撑轴力测点, 每个测点断面内设置 5 只钢筋应力计。第一道支撑中布置了 ZP1、ZP2、ZP6 及 ZP7 测点; 第二道支撑中布置了 ZP3、ZP4 及 ZP5 测点。

图 7-43 表示第一道支撑 ZP1 及 ZP2 测点的轴力随时间变化的曲线; 图 7-44 表示第二道支撑 ZP3 及 ZP4 测点的轴力随时间变化的曲线。从图中曲线可见:

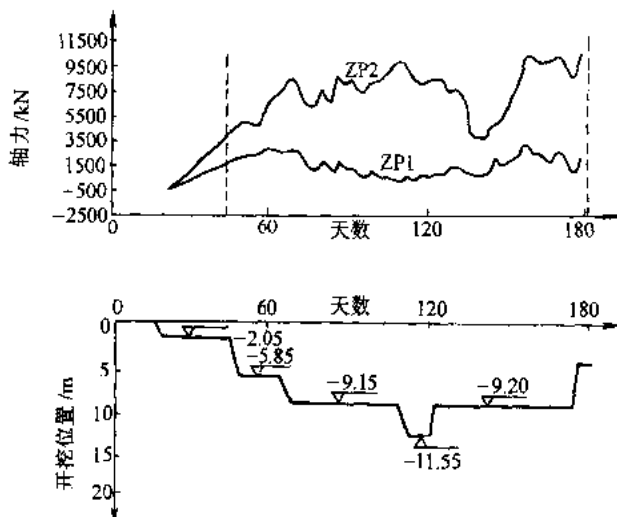


图 7-43 第一道支撑轴力与时间关系曲线

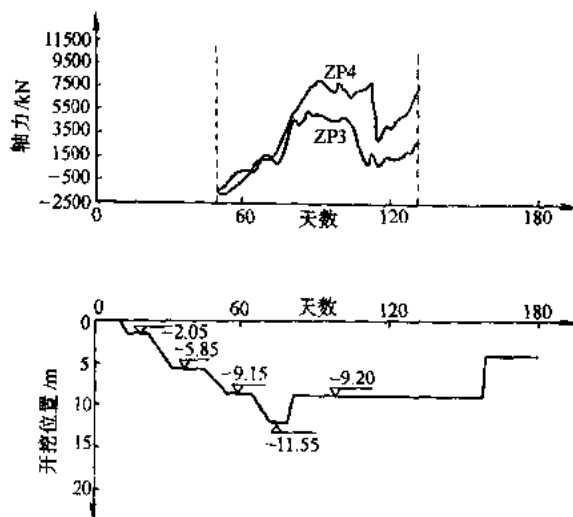


图 7-44 第二道支撑轴力与时间关系曲线

1) 在第一道支撑浇筑完成后, 随着支撑以下土方的开挖, 该支撑的轴力迅速增加。当土方开挖到比较深时, 由于地基土的屈服, 支撑轴力增加的速率加快;

2) 在第二道支撑浇筑完成后, 随着支撑以下土方的开挖, 第一道支撑的轴力增加较小

或略有减小，而第二道支撑的轴力却迅速增加。从此可见，相应工况对于相应支撑的轴力影响最大；

3) 在底板浇筑完成后，第一、二道支撑的轴力均明显减少，这说明底板对支撑轴力有分担作用；

4) 在拆除第二道支撑的过程中，第一道支撑以及局部未拆除的第二道支撑的轴力会显著增加。因此，在支撑拆除过程中，加强对未拆除的支撑轴力的监测是必要的。

## 7.6 某大厦地下连续墙加钢筋混凝土和钢管组合支撑的深基坑支护工程

### 7.6.1 概况

某大厦位于上海市市中心，大厦地上 29 层，地下 3 层，基坑面积 2600m<sup>2</sup>，周边长 260m。基坑开挖深度为天然地面下 12.35m。基坑支护采用地下连续墙加钢筋混凝土和钢管组合支撑，即 60cm 厚、24m 深的地下连续墙，设置四道支撑：第一道为钢筋混凝土支撑，第二、三、四道支撑为直径  $\phi 609\text{mm}$ 、厚度为 12mm 的钢管支撑。基坑底部 5.0m $\times$ 5.0m 范围采用注浆加固方案。支护结构剖面如图 7-45 所示。

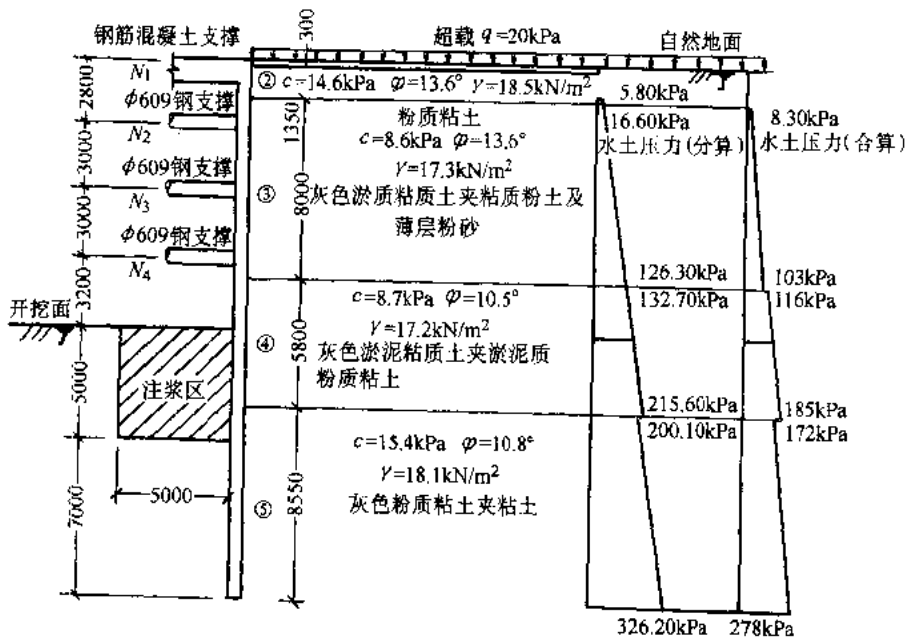


图 7-45 支护结构剖面图及水土压力分布图

场地工程地质情况及各土层的土的物理力学性质如表 7-14 所示。

表 7-14 土的物理力学性质指标表

土层编号	土层名称	厚度 /m	重度 $\gamma / \text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$	粘聚力 c/kPa	内摩擦角 $\phi / ^\circ$
①	填土	0.30			
②	粉质粘土	1.85	18.5	14.6	13.6
③	灰色淤泥质粘土夹粉质 粘土及薄层粉砂	8.00	17.3	8.6	13.6
④	灰色淤泥质土夹 淤泥质粉质粘土	5.80	17.2	8.7	10.5
⑤	灰色粉质粘土夹粘土	8.55	18.1	15.4	10.8

## 7.6.2 支护结构位移与内力计算

### 7.6.2.1 荷载计算

地下连续墙外侧采用朗金土压力理论计算主动土压力:

$$p_a = (q + \sum \gamma_i h_i) K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

水土压力按分算考虑,  $C$ 、 $\phi$ 取固结快剪试验的峰值。水压力按静水压力计算, 地下水位面取与地表面齐平。图 7-45 给出了水土压力分布图。为比较方便, 图中也绘出了按水土压力合算的结果, 此时水压力不单独计算。

地表超载取  $q=20\text{kPa}$ 。

### 7.6.2.2 计算方法

支护结构的位移、内力计算采用按竖向弹性地基梁法的杆系有限元法。计算中, 基坑内侧地基抗力用地基基床系数反映,  $K$  值的取值随深度 (以每步开挖面为基准) 而变化。

$$K = \begin{cases} 0 \sim 10000 \text{kN/m}^3, & 0 \sim 5\text{m 内线性增加} \\ 1000 \text{kN/m}^3, & \text{大于 } 5\text{m}。 \end{cases}$$

由于在基坑支护施工中, 未按原方案进行坑底加固, 因此上述基床系数未考虑坑底四周的注浆加固效果。

按分步开挖原则进行计算时, 每加一道支撑均应根据上一次墙体先期发生的变形进行修正。

### 7.6.2.3 计算结果

计算时分为七个工况:

1. 开挖至-2.8m, 制作第一道钢筋混凝土支撑;
2. 开挖至-5.8m, 制作第二道支撑;
3. 开挖至-8.8m, 制作第三道支撑;

4. 开挖至-12.0m，制作第四道支撑；
5. 浇筑底板，待底板混凝土达到强度后，拆除第四道支撑；
6. 浇地下室中楼板一，待混凝土达强度后，拆除第三道支撑；
7. 浇地下室中楼板二，待混凝土达到强度后，拆除第一、二道支撑，然后浇筑地下室顶板，地下室结构封顶。

考虑第一工况的墙体位移、弯矩、剪力及支撑轴力如图 7-46 至图 7-52 所示。

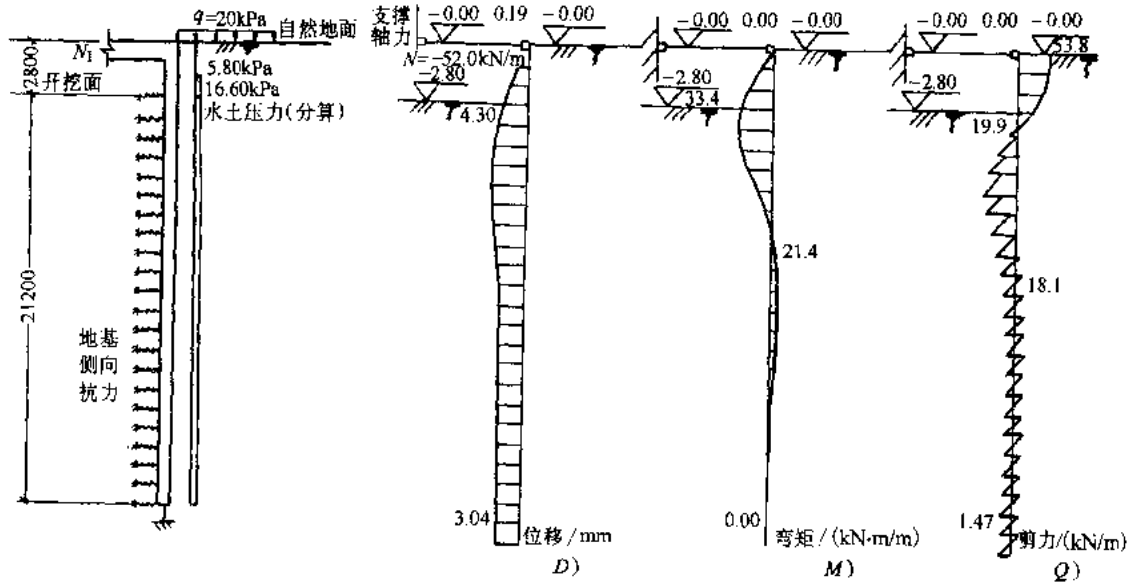


图 7-46 工况 1 及其计算结果

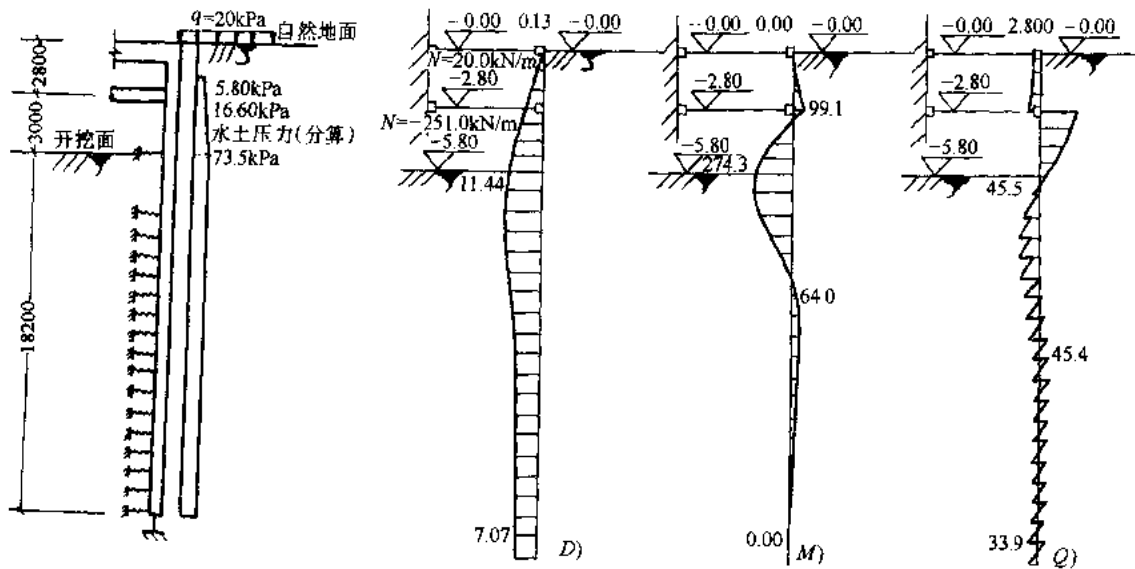


图 7-47 工况 2 及其计算结果



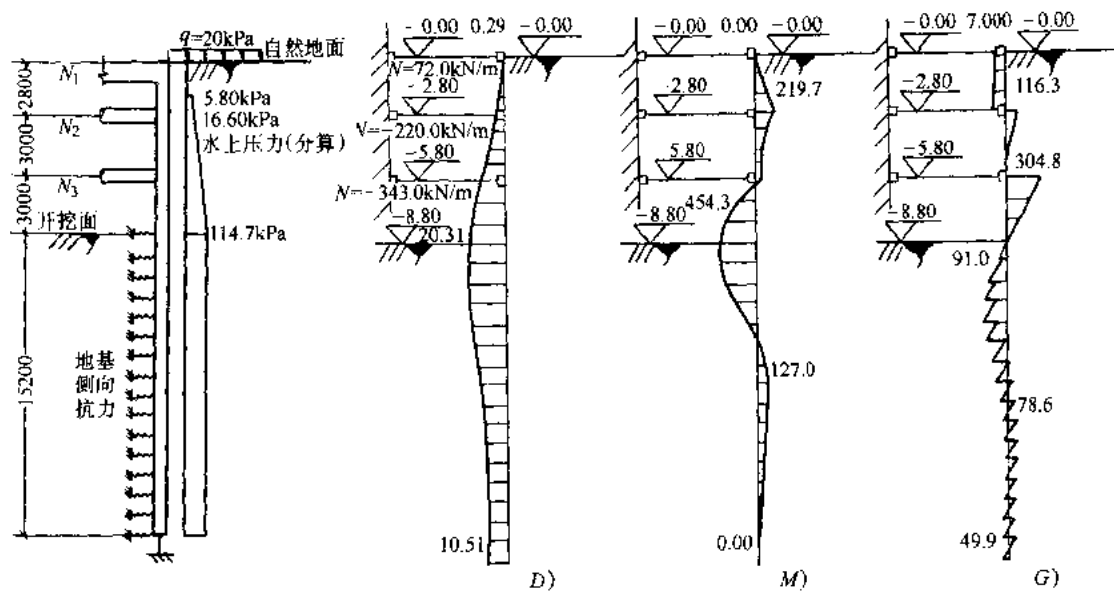


图 7-48 工况 3 及其计算结果

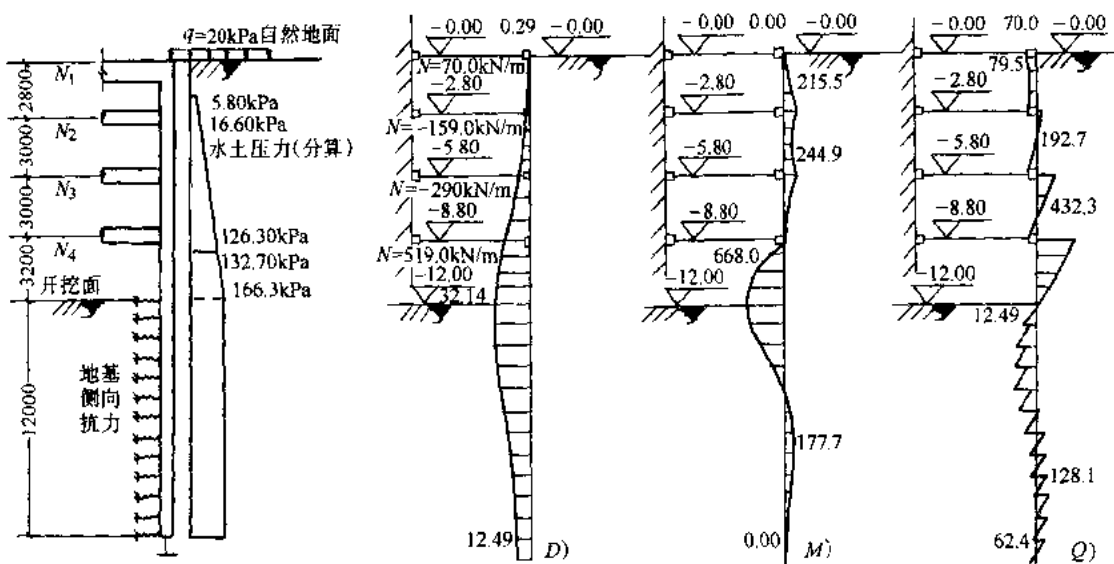


图 7-49 工况 4 及其计算结果

从上述计算结果可得地下连续墙及支撑在每一工况下的计算结果，如表 7-15 及表 7-16 所示。

表 7-15 各工况下地下连续墙墙体最大位移与最大弯矩

工况	1	2	3	4	5	6	7
最大位移/mm	4.30	11.44	20.31	32.14	32.14	31.99	31.83
最大弯矩/(kN·m/m)	33.4	274.3	454.3	668.0	523.8	493.4	492.5

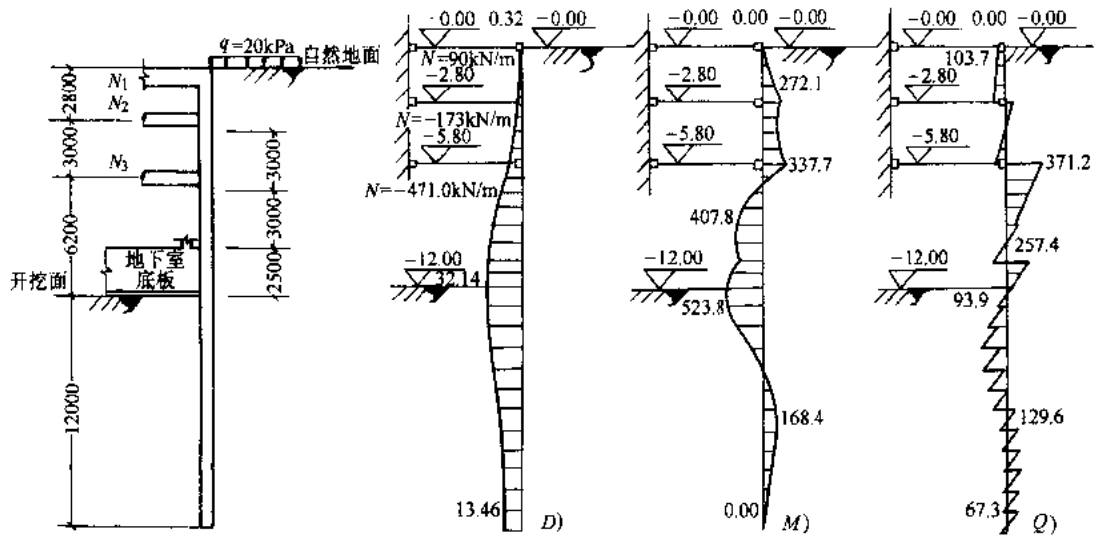


图 7-50 工况 5 及其计算结果

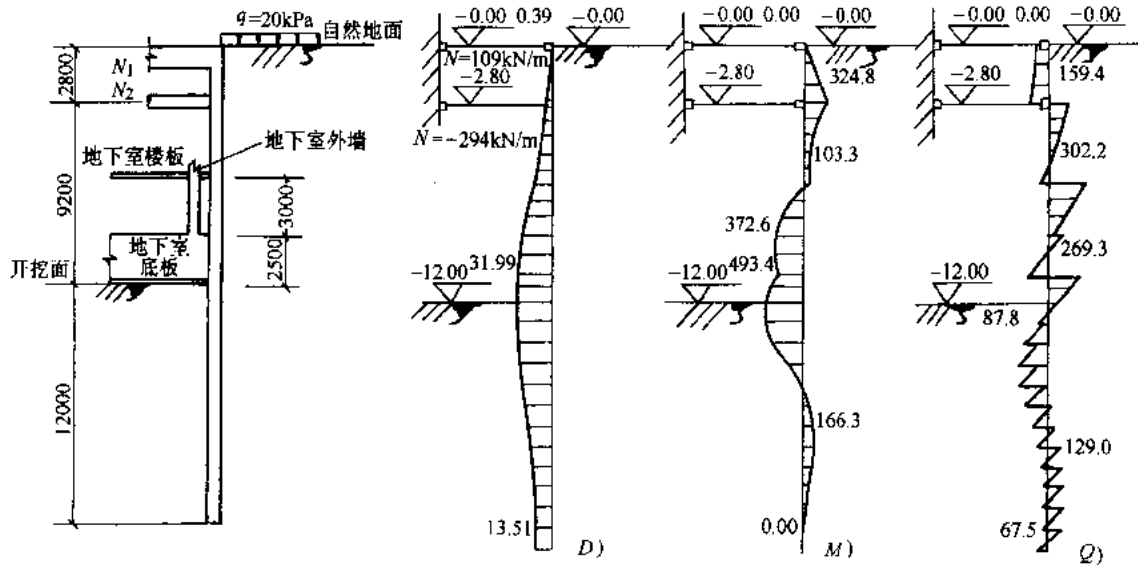


图 7-51 工况 6 及其计算结果

表 7-16 各工况各支撑的轴力表

(kN/m)

工况	1	2	3	4	5	6
第一道支撑	-52	20	72	70	90	109
第二道支撑		-251	-220	-159	-173	-294
第三道支撑			-343	-290	-471	
第四道支撑				-519		

注：负号表示压力

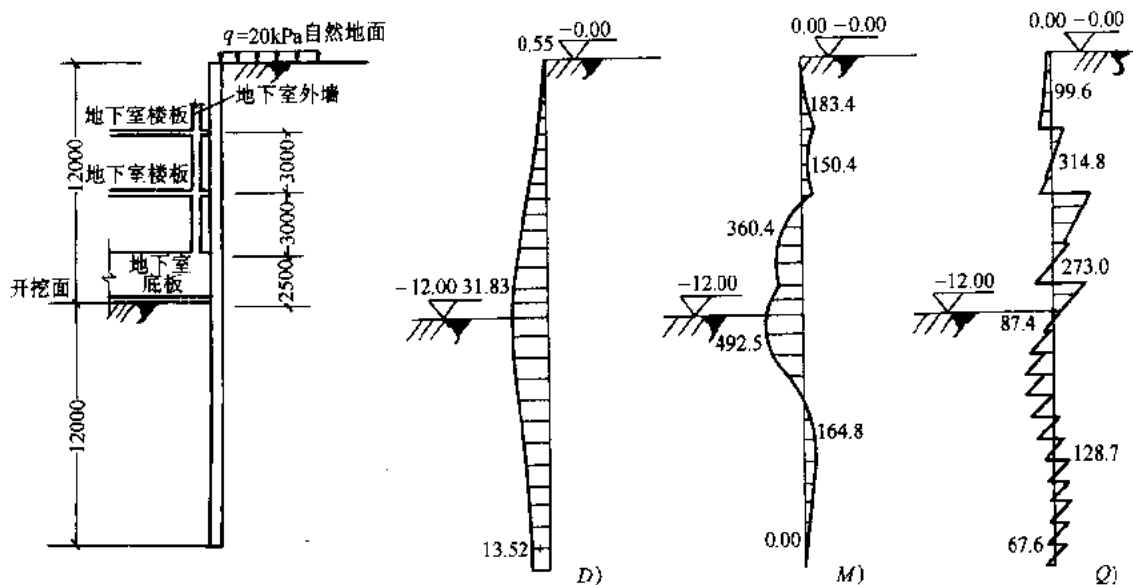


图 7-52 工况 7 及其计算结果

由上述计算结果可知:

地下连续墙最大位移:  $\delta=32.14\text{mm}$  (开挖面处);

地下连续墙开挖侧最大弯矩:  $M=668.0\text{kN}\cdot\text{m/m}$ ;

地下连续墙墙后最大弯矩:  $M=337.7\text{kN}\cdot\text{m/m}$  (开挖时  $244.9\text{kN}\cdot\text{m/m}$ );

支撑最大轴力 (负值表示压力):

$$N_1=-52\text{kN/m}$$

$$N_2=-294\text{kN/m} \text{ (开挖时: } -159\text{kN/m)}$$

$$N_3=-471\text{kN/m} \text{ (开挖时: } -343\text{kN/m)}$$

$$N_4=-519\text{kN/m}$$

## 7.6.3 地下连续墙入土深度验算

### 7.6.3.1 抗隆起验算

按图 7-53 计算图式, 并按 Prandtl 地基承载力公式进行验算。图中开挖深度  $H=12\text{m}$ , 入土深度  $D=12\text{m}$ 。

$$K_{wz} = \frac{\gamma_2 D N_q + c N_c}{\gamma_1 (H + D) + q}$$

$$N_q = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi}$$

$$= \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{10.8^\circ}{2} \right) e^{3.14 \times \tan 10.8^\circ}$$

$$= 2.66$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \phi} = \frac{2.66 - 1}{\tan 10.8^\circ} = 8.69$$

$$K_{wz} = \frac{\gamma_2 DN_q + cN_c}{\gamma_1(H+D) + q}$$

$$= \frac{17.84 \times 12 \times 2.66 + 15.4 \times 8.69}{17.64(12+12) + 20}$$

$$= 1.58$$

按上海市标准地基基础设计规范 (DBJ 08—11—89) 和规范条文说明及背景材料汇编下册建议的同时考虑  $C$ 、 $\phi$  值的抗隆起法,  $K_s > 1.2$  即可满足要求。

如按上海市标准基坑工程设计规程 (DBJ 08—61—97) 的规定, 该基坑的开挖深度属一级基坑工程,  $K_s > 2.5$  才能满足要求。

### 7.6.3.2 抗管涌验算

$$\text{动水力坡度 } i = \frac{h_w}{L} = \frac{12}{36} = 0.33$$

临界水力坡度 ( $e$  取各层上的最大值 1.511):

$$i_c = \frac{G_s - 1}{1 + e} = \frac{2.7 - 1}{1 + 1.511} = 0.68$$

$$K_s = \frac{i_c}{i} = \frac{0.68}{0.33} = 2.06 \quad (\text{可})$$

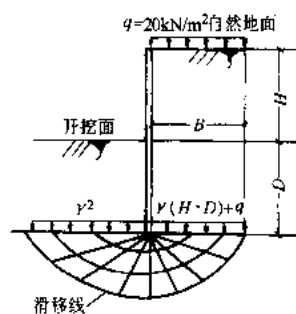


图 7-53 抗隆起计算简图

### 7.6.4 地下连续墙配筋计算

地下连续墙厚 600mm, 保护层为 60mm, 混凝土为 C30, 受力钢筋、分布钢筋均采用 II 级钢筋。

由于地基规范与新规范尚未统一, 因而采用 TJ 10—74 进行配筋计算。

C30 相当于 320<sup>#</sup>混凝土,  $R_w = 23500 \text{ kPa}$ ,  $R_f = 1870 \text{ kPa}$ 。

#### 1. 墙开挖侧 ( $M = 668.0 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$ )

$$A_0 = \frac{KM}{R_w b h_0^2} = \frac{1.4 \times 668}{23500 \times 1 \times 0.52^2} = 0.147$$

查表得  $\gamma_0 = 0.920$

$$A_g = \frac{KM}{\gamma_0 h_0 R_g} = \frac{1.4 \times 668.0}{0.92 \times 0.52 \times 340000} \text{ m}^2/\text{m} = 0.005750 \text{ m}^2/\text{m}$$

即  $57.50 \text{ cm}^2/\text{m}$

实配钢筋为  $\phi 28 @ 100$ ,  $A_g = 61.57 \text{ cm}^2/\text{m}$ , 满足要求。

据弯矩图, 可以看出离基坑底面以下 2.5m, 弯矩减少了一半多, 所以基坑面 3.5m 以下钢筋减半,  $A_g = 30.79 \text{ cm}^2/\text{m}$  ( $\phi 28 @ 200$ )。

## 2. 墙后土侧 ( $M=337.7\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$ )

$$A_0 = \frac{KM}{R_w b h_0} = \frac{1.4 \times 337.7}{23500 \times 1 \times 0.52^2} = 0.074$$

查表得  $\gamma_0 = 0.953$

$$A_g = \frac{KM}{\gamma_0 h_0 R_g} = \frac{1.4 \times 337.7}{0.953 \times 0.52 \times 340000} \text{m}^2/\text{m} = 0.002805 \text{m}^2/\text{m}, \text{ 即 } 28.05 \text{cm}^2/\text{m}$$

实配钢筋为  $\phi 25@125$ ,  $A_g=39.27\text{cm}^2/\text{m}$ , 满足要求。

## 3. 水平筋配置计算 (按简化无梁楼盖计算, 见图 7-54)

由于围护墙与主体结构间距太小, 不能采用围檩, 故采用无梁楼盖理论对地下连续墙进行水平的筋验算。

$$q = 114.7 \times 3 \text{kN}/\text{m} = 344.1 \text{kN}/\text{m}$$

墙背侧弯矩:

$$M_- = \frac{qL^2}{2} = \frac{344.1 \times 1.5^2}{2} \text{kN}\cdot\text{m} = 387.1 \text{kN}\cdot\text{m}$$

开挖侧弯矩:

$$M_+ = \frac{qL_1^2}{8} - \frac{qL^2}{2} = \frac{344.1 \times 3.0^2}{8} - \frac{344.1 \times 1.5^2}{2} = 0$$

对支座截面负弯矩:

分配系数: 柱上板带 75%

跨中板带 25%

柱上板带为 1.0m 宽, 则各自分担的负弯矩为

柱上板带:  $290.0\text{kN}\cdot\text{m}$

跨中板带:  $97.0\text{kN}\cdot\text{m}$

柱上板带配筋:  $A_0=0.064$ ,  $\gamma_0=0.967$ ,  $A_g=23.73\text{cm}^2$

实配  $\phi 20@100$ ,  $A_g=31.42\text{cm}^2/\text{m}$ , 满足要求。

跨中板带配筋:  $A_0=0.021$ ,  $\gamma_0=0.989$ ,  $A_g=7.77\text{cm}^2$

实配  $\phi 20@200$ ,  $A_g=31.42\text{cm}^2/\text{m}$ , 满足要求。

内外侧水平筋采用同一规格。

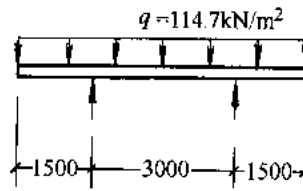


图 7-54 墙体水平向计算简图

## 7.6.5 钢支撑强度验算

由于立柱的存在, 钢支撑计算长度为  $L=15\text{m}$ , 钢管为  $\phi 609\text{mm}$ , 壁厚  $\delta=12\text{mm}$ ,  $r=0.21\text{m}$ ,

$$\lambda = \frac{L}{\gamma} = 71.4, \quad \phi = 0.742$$

$$A = \frac{\pi(d^2 - d_1^2)}{4} = \frac{\pi(0.609^2 - 0.585^2)}{4} \text{m}^2 = 0.02249 \text{m}^2,$$

每根直撑最大轴力为（支撑水平间距为 3m）：

$$N = N_4 \times 3 = 519 \times 3 \text{kN} = 1557 \text{kN}$$

最大斜撑轴力：

$$N' = N / \sin 52^\circ = 1976 \text{kN}$$

钢管支撑的应力：

$$\sigma = \frac{N'}{\phi A} = \frac{1976}{0.742 \times 0.02249} \text{kN/m}^2 = 118411 \text{kN/m}^2 < 170000 \text{kN/m}^2 \quad (\text{可})$$

支撑的允许轴力：

$$[N] = 170000 \times 0.02249 \times 0.742 \text{kN} = 2837 \text{kN/根}$$

### 7.6.6 基坑支护结构局部破坏前后的情况

基坑支护结构破坏前，已经出现种种迹象，但未引起有关人员的重视。

1. 地面下沉：1994年8月18日，临近局部破坏的马路地面下沉速率达到 15cm/d，从沉降—时间曲线可知，这是基坑支护结构破坏前的预兆。

2. 出现危险征兆：基坑挖土人员发现有涌土现象，表明地下连续墙背后有土正在向坑内流动。8月31日晚11时，听到坑内钢支撑已发出吱吱声音，可惜未及时采取措施。

1994年9月1日上午7时许，该大厦某马路一侧约40m长的基坑支护结构，地下连续墙突然倒塌，支撑结构破坏，马路路面塌险，最深处达6~7m，面积约500m<sup>2</sup>。路面下的煤气管道破裂，煤气大量外溢；两根光缆干线中断；其他管线如电力电缆、电车电缆、自来水管及雨水管道等遭受严重损坏，造成大面积停气、停电、停水，交通中断。幸未造成人员伤亡，但已造成重大的经济损失和不良的社会影响。

为防止基坑支护结构破坏事态的发展，立即采用下列应急措施：

- 1) 在基坑内破坏区附近立即回填黄沙达万吨，并在内侧用草包装砂筑堤；
- 2) 在靠某马路边灌注水泥浆；
- 3) 加固支撑和立柱；
- 4) 尽快浇筑未破坏部位的底板混凝土。

### 7.6.7 讨论

本工程支护结构局部破坏，造成巨大的损失。但是，因为工程关系复杂，调查及收集资料工作比较困难。本文把已收集的一些资料和分歧意见反映出来，供今后基坑支护结构设计与时施工时借鉴参考。

1) 认为地下连续墙和支撑设计均存在严重的质量问题是造成结构局部破坏的重要原因。支撑与墙体的连接部位没有设置围檩，这在构造上是严重的错误。支撑连系杆节点设

计不当，使连系杆形同虚设，起不到减小支撑跨度的作用，抗剪设计没有达到强度要求，发生多次预埋件、锚筋剪断，锚板位移和支撑钢管焊缝开裂等；地下连续墙插入深度不足和设计强度不足也是引起结构局部破坏的原因。

2) 对前者持另一种不同意见是：采用无围檩斜撑加直撑的方案和 600mm 厚的地下连续墙的方案在用地狭窄的工程中早已经被成功运用。在本工程中凡按图施工的部位基坑支护都是稳定的。

3) 未按设计图规定施工，如在基坑开挖面以下沿地下连续墙四周的坑底深 5m、宽 5m 范围内，要进行注浆加固，但未实施。没有做到先撑后挖的挖土方案，应设置的主要斜撑的缺撑率高达 62.3%，且均在受力较大的部位，即基坑发生局部超挖现象，使地下连续墙结构内力的最大值超过设计工况时的设计容许值，故发生事故是必然的。

4) 监测的水平也存在一些问题，例如出现监测数据错误，尤其是位移速率加快时，未能向有关方面报警。

5) 总包与分包之间的关系、各分包之间的关系以及业主、设计、监测、监理和施工之间的关系均值得重视和探讨。例如挖土单位与支撑单位、设计单位与施工单位、监测单位与施工单位之间应经常相互沟通和协调。

## 参 考 文 献

- 1 中华人民共和国国家标准岩土工程勘察规范 (GB 50021—94)
- 2 上海市标准岩土工程勘察规范 (DBJ 08—37—94)
- 3 中华人民共和国国家标准. 土工试验方法标准 (GBJ 123—88)
- 4 中华人民共和国行业标准. 高层建筑岩土工程勘察规程 (JGJ 72—90)
- 5 中华人民共和国行业标准. 软土地区工程地质勘察规范 (JGJ 83—91)
- 6 上海市政工程管理局编. 软土市政地下工程施工技术手册. 1990
- 7 洪毓康主编. 土质学与土力学. 1987
- 8 中华人民共和国国家标准. 建筑结构荷载规范 GBJ 9—87
- 9 顾晓鲁等主编. 地基与基础. 1993
- 10 H.F.温特科恩、方晓阳主编. 基础工程手册. 钱鸿缙、叶书麟等译校. 1983
- 11 J.E.波勒斯编著. 基础工程分析与设计. 唐念慈等译. 1987
- 12 第九设计院等. 地下连续墙结构静力计算. 1978
- 13 魏汝龙. 总应力法计算土压力的几个问题. 岩土工程学报. 1995 (6)
- 14 高大钊编. 软土深基坑支护技术中的若干土力学问题. 岩土力学. 1995 (3)
- 15 天津大学主编. 土力学与地基. 1980
- 16 天津大学等编. 土层地下建筑施工. 北京: 中国建筑工业出版社, 1982
- 17 周国钧等. 深层搅拌法. 地基处理手册. 北京: 中国建筑工业出版社, 1988
- 18 邓剑涛等. 淤泥中有机质对水泥石强度影响初探. 中国土木工程学会土力学及基础工程学会地基处理学术委员会深层搅拌法设计、施工经验交流会论文集. 北京: 中国铁道出版社, 1993
- 19 叶柏荣等. 水泥深层搅拌桩支护结构的应用. 上海市土木工程学会岩土力学与基础工程学术委员会深基坑施工技术交流会论文集. 1991
- 20 蔡伟铭. 水泥石搅拌桩在深基坑支挡工程中的应用. 深层搅拌法设计、施工经验交流会论文集. 中国铁道出版社, 1993
- 21 俞锡桥等. 水泥石搅拌桩侧向支护应用技术研究. 上海市土木工程学会岩土力学与基础工程学术委员会深基坑施工技术交流会论文集. 1991
- 22 深圳市标准. 深圳地区建筑深基坑支护技术规范 (SJG 05—96). 1996
- 23 武汉地区深基坑工程技术指南 (WBJ—7—95). 1995
- 24 宰金珉、王旭东等. 基坑开挖中水泥石挡墙变形的有限元分析. 基坑开挖中的岩土工程问题学术讨论会论文集. 1992
- 25 蔡伟铭. 水泥石挡土结构的水平位移计算软土地基理论与实践. 1992
- 26 蔡伟铭等. 挡土技术的新发展. 中国土木工程学会第六届土力学及基础工程学术会议论文集. 1991
- 27 上海市标准. 地基基础设计规范 (DBJ08—11—89). 1989
- 28 张玖等. 从深层搅拌法谈其施工机械的发展与展望. 深层搅拌法设计、施工经验交流会论文集. 1993
- 29 刘建航、侯学渊主编. 基坑工程手册. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997
- 30 黄强. 深基坑支护工程设计技术. 北京: 中国建材工业出版社, 1995
- 31 余志成、施文华. 深基坑支护设计与施工. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997



- 32 施嘉干编译. 板桩墙与地下连续墙. 北京: 人民交通出版社, 1978
- 33 楼永林. 砂土区悬臂式挖孔桩基坑护壁的计算. 黄照龄主编. 高层建筑地下结构及基坑支护. 北京: 宇航出版社, 1994
- 34 凌治平主编. 基础工程. 北京: 北京: 人民交通出版社, 1986
- 35 上海市标准. 基坑工程设计规程 (DBJ 08-61-97), 1997
- 36 陈仲颐、叶书麟主编. 基础工程学. 北京: 中国建筑工业出版社, 1990
- 37 秦惠民、叶政青主编. 深基础施工实例. 北京: 中国建筑工业出版社, 1992
- 38 肖宏彬、蔡伟铭. 多支撑挡土结构考虑开挖过程的计算分析方法. 港口工程, 1992
- 39 横山幸满著, 唐业清译. 桩结构物的计算方法和计算示例. 北京: 中国铁道出版社, 1984
- 40 范文田. 地下墙柱静力计算. 北京: 人民铁道出版社, 1978
- 41 上海市标准. 钻孔灌注桩施工规程 (DBJ08-202-92), 1992
- 42 同济大学等. 土层地下建筑结构. 北京: 中国建筑工业出版社, 1982
- 43 孙钧、侯学渊主编. 地下结构. 北京: 科学出版社, 1988
- 44 杨光华、陆培炎. 深基坑开挖中多撑或多锚式地下连续墙的增量计算法, 《建筑结构》, 1994
- 45 Y. K. Cheung et al, A Simplified Analysis of pile-Soil Interaction under Lateral Loading, Proc. of 4th International Conference on Tall Buildings, 1998, HongKong and Shanghai
- 46 黄文照主编. 土的工程性质. 北京: 水利电力出版社, 1983
- 47 孙钧、汪炳鉴编著. 地下结构有限元法解析. 上海: 同济大学出版社, 1988
- 48 华东水利学院土力学教研室主编. 土工原理与计算. 北京: 水利电力出版社, 1982
- 49 汪炳鉴、夏明耀. 地下连续墙的墙体内力及入土深度问题, 《岩土工程学报》, 1983
- 50 朱百里、刘国彬. 粘性土深开挖的弹塑性分析, 《中国土木工程学会第六届土力学及基础工程学术会议论文集》. 上海: 同济大学出版社、中国建筑工业出版社, 1991
- 51 华东水利学院. 弹性力学问题的有限元法. 北京: 水利电力出版社, 1974