杨春和 张 超/著

尾矿坝安全评价与病患治理

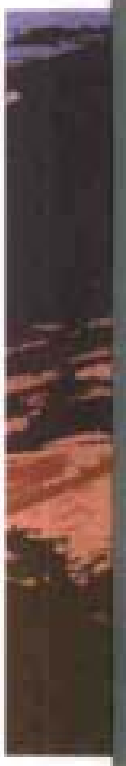
WeiKuangBa AnQuanPingJia YuBingHuanZhiLi



湖北长江出版集团
湖北人民出版社



WeiKuangBaAnQuanPingJiaYuBingHuanZhiLi



ISBN 7-216-04962-4

9 787216 049627 >

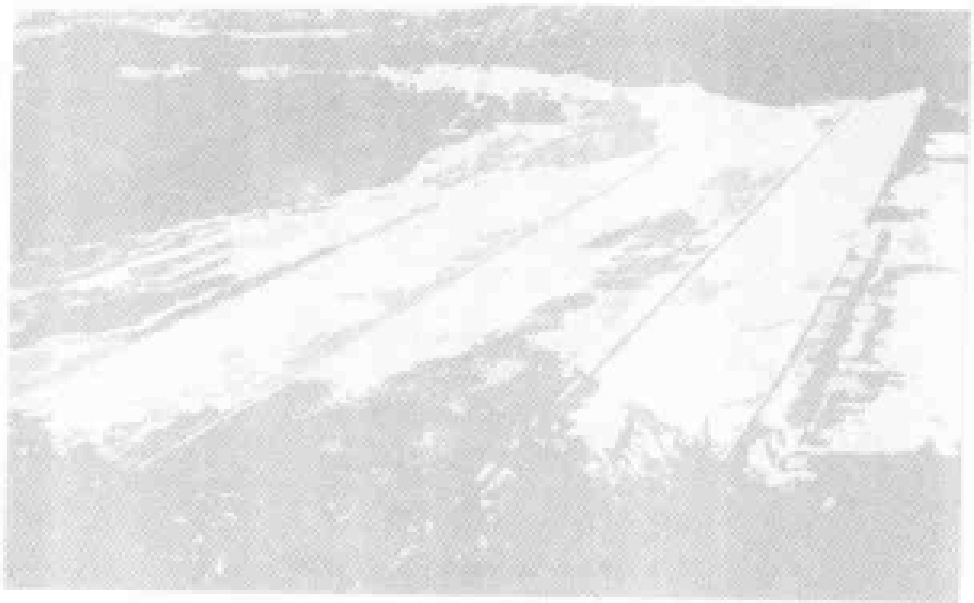
ISBN 7-216-04962-4

TV·20 定价:45.00元

杨春和 张 超 / 著

尾矿坝安全评价与病患治理

WeiKuangBa
AnQuanPingJia
YuBingHuanZhiLi



湖北长江出版集团
湖北人民出版社

鄂新登字01号
图书在版编目(CIP)数据

尾矿坝安全评价与病患治理/杨春和,张超著.
武汉:湖北人民出版社,2006.11

ISBN 7-216-04962-4

Ⅰ.尾…
Ⅱ.①杨…②张…
Ⅲ.①尾矿坝—安全生产—评价②尾矿坝—隐患处理
Ⅳ.TV649

中国版本图书馆CIP数据核字(2006)第145476号

尾矿坝安全评价与病患治理　　杨春和　张　超著

出版发行:湖北长江出版集团
湖北人民出版社
地址:武汉市雄楚大街268号
邮编:430070

印刷:武汉嘉亨印务有限公司
经销:湖北省新华书店
开本:787毫米×1092毫米 1/16
印张:16
字数:292千字
插页:2
版次:2006年11月第1版
印次:2006年11月第1次印刷
书号:ISBN 7-216-04962-4/TV·20
定价:45.00元

本社网址:http://www.hbpp.com.cn

责任编辑 卢净璇
装帧设计 戴启顺

内容提要

本书以理论研究为基础，结合现场原位测试和室内土工试验，系统地论述了尾矿坝安全评价的各部分内容、原理及方法，并介绍了尾矿坝加固治理的常用方法与尾矿坝长期监测的主要内容。

全书共分为十三章，主要内容包括：我国尾矿坝的概况及其安全基本现状；尾矿坝工程地质勘察的方法以及必要的土工试验内容；尾矿坝的排水系统及调洪演算方法；研究尾矿坝的筑坝材料的主要物理力学特性，包括尾矿材料的静力和动力特性；尾矿坝坝体浸润线计算理论及方法；尾矿坝排渗工程中使用的土工织物滤层化学淤堵研究；尾矿坝坝体的超孔隙水压力的积累和消散问题；尾矿坝的稳定性计算分析理论及方法；可靠度理论在尾矿坝稳定性分析中的应用；细颗粒尾矿筑坝的可行性研究；尾矿材料的液化及坝体的液化判别的研究；常用的尾矿坝加固治理方法的介绍；关于尾矿坝的长期监测的简要介绍。同时书中还给出了部分计算实例以供读者参考。

本书是国内外第一部全面、系统地介绍尾矿坝的安全性评价和研究尾矿坝稳定性的专著，可供采矿、岩土、地质与环境学科的有关科研人员和工程技术人员参考，也可以作为矿山工程和岩土工程专业的研究生的教学参考书和研究指南。

前　言

建国以来，我国已建成了许多不同类型的尾矿设施，为我国矿业的发展提供了良好的基础。尾矿库是矿山企业生产的重要设施之一，其状况的好坏将直接影响矿山企业能否正常持续生产。一旦尾矿库发生破坏，尾矿坝发生滑坡，将直接威胁着库区人民的生命和财产安全，对矿区及其周边区域的土壤及水系造成严重的污染，这种对环境的影响是长远的和难于恢复的。随着经济的持续高速发展，我国对矿产资源的需求持续增加，尾矿坝的高度随着矿山企业的持续生产而不断增高，而尾矿坝的安全性则随着坝体的不断增高而降低。近年来我国发生了一些尾矿坝的破坏情况，造成了重大的经济损失，同时给当地的环境造成了恶劣的影响，因此对于尾矿坝的安全性评价和病患治理就显得尤为重要。

作者长期从事尾矿坝的安全性评价与治理研究工作，并参与了多个尾矿坝的安全评价和病患治理项目。为了使更多的朋友能分享这些研究成果与经验，我们编写了这本《尾矿坝安全评价与病患治理》。编写本书的指导思想是：理论为基础，试验为工具，实用为目的。

全书共分为十三章，其中第一章介绍了我国尾矿坝的基本现状；第二章介绍尾矿坝工程地质勘察的方法以及必要的土工试验内容；第三章介绍了尾矿坝的排水系统及调洪演算；第四章主要研究尾矿坝的筑坝材料的主要物理力学特性；第五章主要是讲解尾矿坝坝体的浸润线计算；第六章研究了尾矿坝排渗工程中使用的土工织物滤层化学淤堵问题；第七章研究了尾矿坝坝体的超孔隙水压力的积累和消散问题；第八章介绍了尾矿坝的稳定性计算；第九章研究了可靠度理论在尾矿坝稳定性分析中的应用；第十章探讨了细粒筑坝的可行性；第十一章研究了尾矿材料的液化及坝体的液化判别；第十二章介绍了常用的尾矿坝加固治理方法；第十三章对于尾矿坝的长期监测作了一个简要的介绍。全书中给出了部分相关的尾矿坝计算分析和治理监测等方面的实例，使全书更加浅显易懂，从而达到实用的目的。

本书第一章、第二章、第三章、第六章、第七章和第十章由杨春和执笔，第四章、第五章、第八章、第九章、第十一章、第十二章和第十三章由中国科学院武汉岩土研究所张超执笔，全书由杨春和进行统校和定稿。

中国科学院武汉岩土力学研究所的殷黎明、陈剑文、黄诚、包宏涛等博士研究生参与了本书的资料整理和文字校对工作。在本书的编写过程中，得到了陈守义研究员的大力帮助与支持。全书由陈守义研究员审稿，并在审稿过程中提出了不少宝

贵意见，在此一并表示衷心的感谢！

由于作者水平所限，书中难免有欠妥甚至错误之处，敬请读者批评指正。

作　者

2005 年 12 月 28 日于武汉

目　录

第一章　绪论 …… 1

§1.1　尾矿及尾矿库概述 …… 1

§1.2　我国尾矿库的基本情况 …… 7

§1.3　尾矿库事故情况 …… 9

§1.4　尾矿库安全度划分 …… 12

§1.5　尾矿库常见病害与隐患 …… 14

第二章　尾矿坝工程地质勘察 …… 19

§2.1　前言 …… 19

§2.2　尾矿坝工程勘察的一般要求及内容 …… 19

§2.3　尾矿坝工程勘察设计 …… 20

§2.4　尾矿坝工程勘察施工 …… 22

§2.5　尾矿分类标准 …… 26

§2.6　尾矿室内土工试验 …… 27

§2.7　尾矿坝地质剖面图绘制 …… 28

第三章　尾矿库排水系统及调洪演算 …… 32

§3.1　排水系统 …… 32

§3.2　洪水计算 …… 35

§3.3　调洪演算及算例 …… 44

第四章　尾矿材料物理力学特性研究 …… 53

§4.1　尾矿材料的物理特性 …… 53

§4.2　尾矿材料的静力特性 …… 56

§4.3　动力特性测试方法 …… 64

§4.4　尾矿材料动力基本特性 …… 66

§4.5　尾矿材料动强度 …… 70

§4.6 尾矿材料动孔隙水压力 …… 73
§4.7 尾矿材料动力特性 …… 75
§4.8 尾矿材料动力变形特性 …… 80

第五章 浸润线计算及渗透稳定性分析 …… 85
§5.1 浸润线观测与出溢点调查 …… 85
§5.2 二维渗流场计算 …… 88
§5.3 有限差分法三维渗流场计算 …… 94
§5.4 渗透稳定性分析 …… 99

第六章 土工织物滤层化学淤堵研究 …… 102
§6.1 简介 …… 102
§6.2 研究方法与技术路线 …… 103
§6.3 长期渗透试验 …… 104
§6.4 淤堵物质的微观形态与成分检测 …… 110
§6.5 土工织物淤堵机理初步探讨 …… 114
§6.6 结论 …… 115

第七章 尾矿坝超孔隙水压力问题分析 …… 117
§7.1 研究意义 …… 117
§7.2 尾矿土孔压消散特性的试验研究 …… 117
§7.3 矿泥层内超孔隙水压力的积累和消散过程 …… 127
§7.4 超孔隙水压力的近似计算方法 …… 128
§7.5 算例分析 …… 137
§7.6 另一种性状的尾矿泥 …… 140

第八章 尾矿坝稳定性计算分析 …… 143
§8.1 前言 …… 143
§8.2 极限平衡法 …… 143

§8.3 有限元应力分析 …… 157
§8.4 关于尾矿坝动力稳定性分析方法的讨论 …… 163

第九章 尾矿坝稳定性可靠度分析 …… 166
§9.1 前言 …… 166
§9.2 尾矿坝静力定性分析方法 …… 167
§9.3 可靠性分析基本理论 …… 170
§9.4 可靠度分析方法 …… 171
§9.5 算例及成果分析 …… 173
§9.6 结论 …… 180

第十章 细粒筑坝可行性研究 …… 181
§10.1 问题的提出 …… 181
§10.2 细粒尾矿堆坝不利因素分析 …… 181
§10.3 国内有色矿山细粒尾矿筑坝经验 …… 184
§10.4 解决问题的可能途径 …… 185

第十一章 尾矿坝的液化判别研究 …… 189
§11.1 前言 …… 189
§11.2 振动液化研究发展 …… 190
§11.3 液化影响因素 …… 192
§11.4 尾矿坝液化判别方法 …… 194
§11.5 程序的编制 …… 204
§11.6 计算实例 …… 204
§11.7 结论与展望 …… 207

第十二章 尾矿坝的加固及治理 …… 208
§12.1 前言 …… 208
§12.2 尾矿坝常用加固处理措施 …… 208

§12.3 尾矿坝常见排渗降水措施 …… 213
§12.4 结语 …… 226

第十三章 尾矿坝的长期安全监测 …… 227
§13.1 前言 …… 227
§13.2 安全监测类别 …… 227
§13.3 安全监测方案 …… 230
§13.4 浸润线监测实例 …… 230
§13.5 坝体沉降位移监测实例 …… 234
§13.6 结语 …… 239

参考文献 …… 241

第一章　绪论

§ 1.1 尾矿及尾矿库概述

随着经济社会的快速发展，各项工程建设与地质工作的关系越来越密切，地质工作的基础性作用日益凸显。党的十六大提出，国内生产总值到2020年力争翻两番。经济的快速增长，将对矿产资源提出巨大需求。随着矿业生产的快速增长，尾矿库作为选矿厂生产设施的重要组成部分，其数量或是尾矿坝的高度也必然会随着矿业需求的增长而增长。但是过去二十多年里尾矿坝的运行情况不容乐观，尤其是近些年在我国，尾矿坝的事故情况时有发生，严重地威胁到人民的生命安全和造成巨大的经济损失，且对环境造成了不可逆转的影响。

矿山开采出来的矿石，经过选矿破碎，从中选出有用矿物后，剩下的矿渣叫尾矿。选矿厂在选别矿石后将产生大量的尾矿，通常是以矿浆状态排出的，这样大量的尾矿如不妥善处理，就会大面积地覆没农田和污染水系，对环境造成严重的危害。同时，尾矿中往往还含有目前尚不能回收的贵重、稀有金属，因此尾矿仍是一种资源，也不允许随意丢弃。尾矿库就是为了解决尾矿的堆放问题而建造的。尾矿库工程的目的就是要保障矿山生产的顺利进行和生命财产的安全，经济上少受损失，保护生态环境。尾矿坝是尾矿库的重要组成部分，由初期坝和堆积坝组成。初期坝有堆石透水坝和粘土坝等，堆积坝是由尾矿堆积而成，尾矿是尾矿坝的主要筑坝材料。尾矿坝作为一种特殊的水工建筑物和一般挡水土坝不同，主要区别在于其运营期坝体断面一直在变化，坝的体积比同样坝高的土坝大得多。

中国是一个矿业大国，目前每年选矿产生的尾矿约3亿吨，除一小部分作为矿山充填或综合利用外，绝大部分要堆存于尾矿库，据统计我国目前已形成一定规模的尾矿库约有1500余座[1][2]。而国外高度在100m以上的尾矿坝有17座，最高的已达270m[2][3]。我国主要冶金矿山现有尾矿库300多座[4]，这些尾矿库绝大多数采用上游法筑坝。据相关资料统计，我国有色系统有39%的尾矿库是处于非正常状态[5]，即病害尾矿库、超期尾矿库和险害尾矿库，这些尾矿库中的部分尾矿库如果发生溃坝或是流滑，将对于环境造成严重的污染，所以对尾矿库开展安全性研究是必要的。

1.1.1 尾矿及其分类

为了更好地了解尾矿的属性，尤其是工程方面，有必要搞清尾矿的分类。由于尾矿是来自矿石，而不同的矿石其各种性能差异很大，所以到目前为止，尾矿还没有一个通用明确的分类标准。例如祝玉学[5][6]等人建议按照矿石来分类，见表1.1。

表 1.1　　尾矿的分类

类　别	尾　矿	一般特性
软岩尾矿	细煤废渣、钾、天然碱不溶物	包含砂和粉砂质矿泥，因粉砂质矿泥中黏土的存在，可能控制总体性质
细尾矿	铅一锌、铜、金一银、钼、镍(硫化物)	一般很少或无砂粒级，尾矿的性态，特别是沉淀一固结特性受粉砂级或黏土级颗粒控制，可能造成排放容积问题
细尾矿	可包含砂和粉砂质矿泥，但粉砂质矿泥常为低塑性或无塑性，砂通常控制总体性质	主要为砂或无塑性粉砂级颗粒，显示出似砂性态及有利于工程的特性
粗尾矿	沥青砂尾矿、铀尾矿、铁粗尾矿、磷酸盐矿、石膏尾矿	主要为砂或无塑性粉砂级颗粒，显示出似砂性态及有利于工程的特性

1.1.2 尾矿库及分类

尾矿库又名尾矿池、尾矿场，它是筑坝拦截谷口或围地构成的用以储存尾矿的场所。根据地形条件的不同，尾矿库可分为三种类型。

(1) 山谷型：在山区和丘陵地区，利用自然山谷，三面环山，在下游谷口地段筑坝，进行拦截，形成的尾矿库，如图1.1所示。图1.2是一个典型的山谷型尾矿库的实景照片。

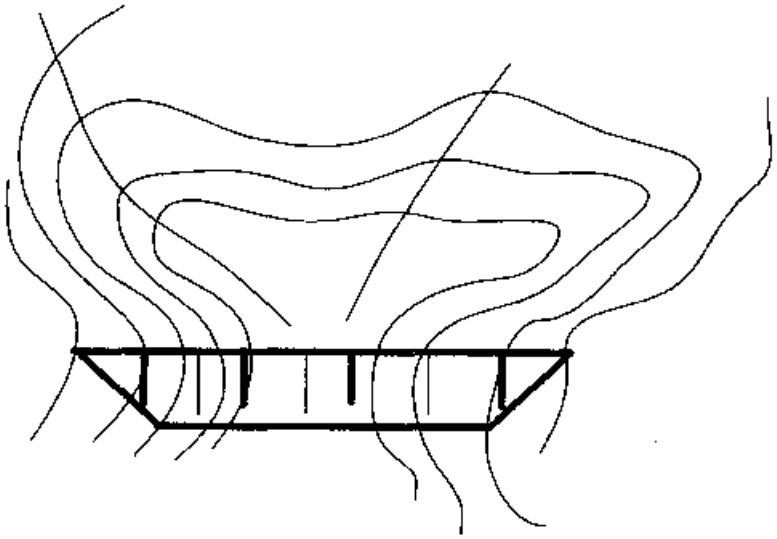


图 1.1 山谷型尾矿库



图 1.2 山谷型尾矿库实景图

(2) 山坡型：在丘陵和湖湾地区，利用山坡洼地，三面或两面筑坝，进行围截，形成的尾矿库，如图1.3所示。

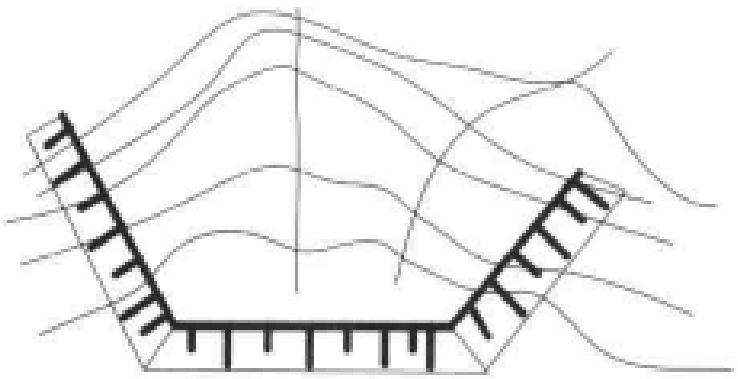


图 1.3 山坡型尾矿库

(3) 平地型：在平原和沙漠地区的平地或凹坑处，人工修筑围堤，形成的尾矿库，如图1.4所示。

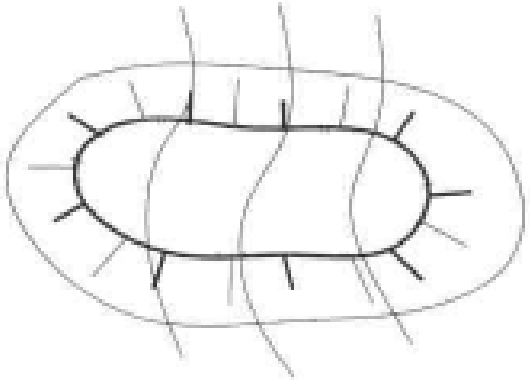


图 1.4 平地型尾矿库

1.1.3 尾矿库的安全等级

尾矿库是一种特殊的工业构筑物，一旦失事，不仅涉及到矿山自身的生产安全，而且关系到周边及其下游居民生命财产的安危。由于尾矿库的垮塌所造成的灾害事故，在我国过去是时有发生，损失也非常惨重，教训非常深刻。所以，根据尾矿库的库容和尾矿坝的高度及其重要性，国家制定了尾矿库构筑物的等级，选矿厂设施设计规范[4][10]给出了如表1.2和表1.3所示的分类标准。

表 1.2　　尾矿库的等别

等别	全库容($1\times10^4m^3$)	坝高 H(m)
一	一等库具备提高等别条件者	
二	V≥10000	H≥10
三	1000≤V<10000	60≤H<100
四	100≤V<1000	30≤H<60
五	V<100	V<30

表 1.3　　尾矿库构筑物的级别

尾矿库等级	构筑物的级别		
	主要构筑物	次要构筑物	临时构筑物
一	1	3	4
二	2	3	4
三	3	5	5
四	4	5	5
五	5	5	5

1.1.4 尾矿堆积形式及分类

尾矿堆积有干法堆积形式和湿法堆积形式之分。目前，普遍采用湿法堆积形式，即采用尾矿库的形式储存尾矿。尾矿堆积坝是由尾矿堆积而成的坝，它是尾矿库中最主要的构筑物。根据筑坝工艺的不同，尾矿坝主要分为上游法、中线法、下游法、高浓度尾矿堆积法和水库式尾矿堆积法(尾矿库挡水坝)等多种[16]。其中上游式堆坝法由于工艺简单，便于管理，经济合理，而被广泛采用，我国有85%以上的尾矿库是采用该法。

1.1.4.1 上游式堆坝法

这是我国目前普遍采用的方法，根据统计，我国有色金属矿山的尾矿库有80%

是采用该法筑坝[3]，如图1.5所示。该法筑坝工艺比较简单，一般在沉积干滩面上，取库区内粗粒尾砂堆筑高度为1～3m左右的子坝，将放矿支管分散放置在子坝上进行分散放矿，待库内充填尾矿与子坝坝面平齐时，再在新形成的尾矿干滩面上，按设计堆坝外坡向内移一定距离再堆筑子坝。同时，又将放矿管移至新的子坝上继续放矿，如此循环，一层一层往上堆筑。如果遇见尾砂粒度较细时，可采用水力旋流器进行分级堆坝，或用池填法、渠槽法等方法筑坝。图1.6为某铜矿尾矿坝，该尾矿坝是一个典型的上游法尾矿坝。

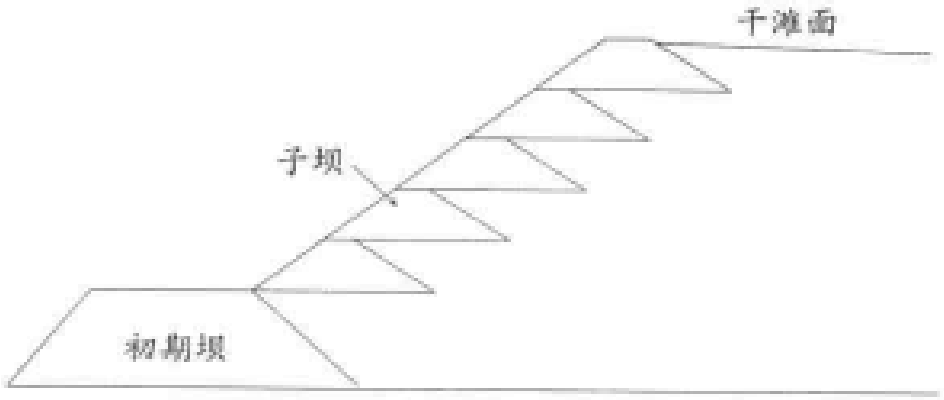


图 1.5 上游式尾矿堆积坝工艺图

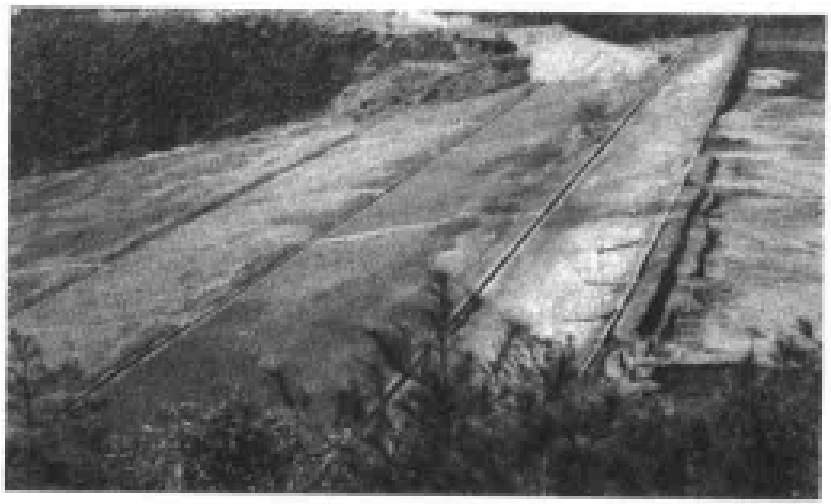


图 1.6 某铜矿尾矿库(上游法筑坝)

上游式尾矿堆积坝的稳定性，决定于沉积干滩面的颗粒组成及其固结程度。干滩面坡度是由矿浆流量、浓度、尾矿粒度、库内水位等诸多因素决定。坡度与距离的关系一般呈指数分布规律。矿浆流量大、浓度低，尾矿粒度粗，库内水位低(干滩面长)，则干滩面坡度就陡，反之干滩面坡度就缓。

上游式堆坝法的缺点是容易形成复杂的、混合的坝体结构，渗流不易控制致使坝体内的浸润线抬高或从坝面逸出，从而易引起坝体产生渗透破坏或滑坡、滑塌。尤其是在地震时容易引起液化，降低坝体的稳定性。

1.1.4.2 下游式堆坝法

尾矿堆积坝在初期坝下游方向移动和升高，而不是坐落在松软细粒的尾砂沉积物上，基础较好，尾砂排放堆积容易控制。采用水力旋流器分出浓度高的粗粒尾矿堆坝，粗颗粒(d>0.074mm)含量不宜小于70%，否则应进行筑坝实验。坝体可以分层碾压，根据需要设置排渗，渗流控制比较容易，把饱和尾矿区限制在一定的范围。坝体稳定性较好，容易满足抗震和其他要求。下游式尾矿堆积坝，如图1.7所示。

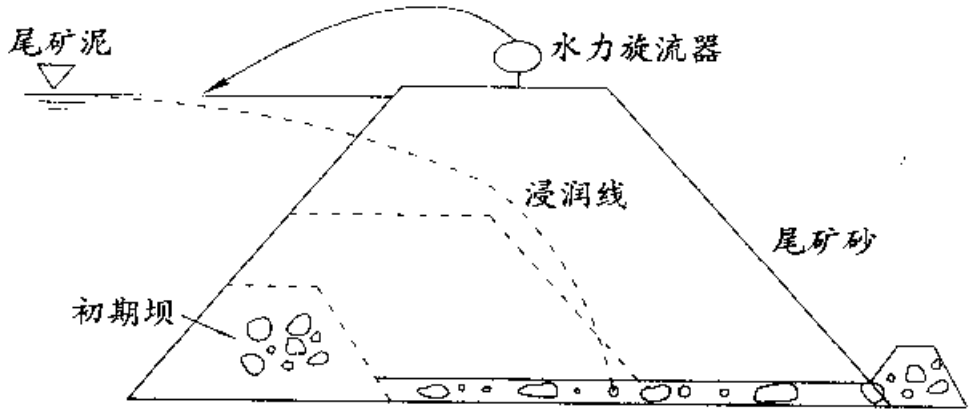


图 1.7 下游式尾矿堆积坝工艺图

下游式堆坝法的主要缺点是需要大量的粗粒尾矿筑坝，特别是在使用初期，存在粗粒尾矿量不足的问题。其解决办法是补充其他材料或高筑初期坝。利用废石补充尾砂的不足，国外有此实例，我国仅峨口铁矿第二尾矿库属于此种坝型。另外，还有坝坡面一直在变动，使得坝面水土流失严重；同时，运行成本很高。

1.1.4.3 中线式堆坝法

中线式筑坝实质上是介于上游法和下游法之间的一种坝型，其特点是在筑坝过程中，坝顶沿轴线垂直升高堆坝尾矿仍采用水力旋流器分级和下游筑坝法基本相似，但与下游法相比，坝体上升速度快，筑坝所需材料少，坝体的稳定性基本上具有下游法的优点，而其筑坝费用比下游法低。因坝面一直在变动，使得坝面水土流失严重。中线式堆坝法如图1.8所示。我国德兴铜矿4号尾矿库就是采用此法堆坝，如图1.9所示。在设计地震烈度为8～9度的地区，宜采用下游式和中线式堆坝法。

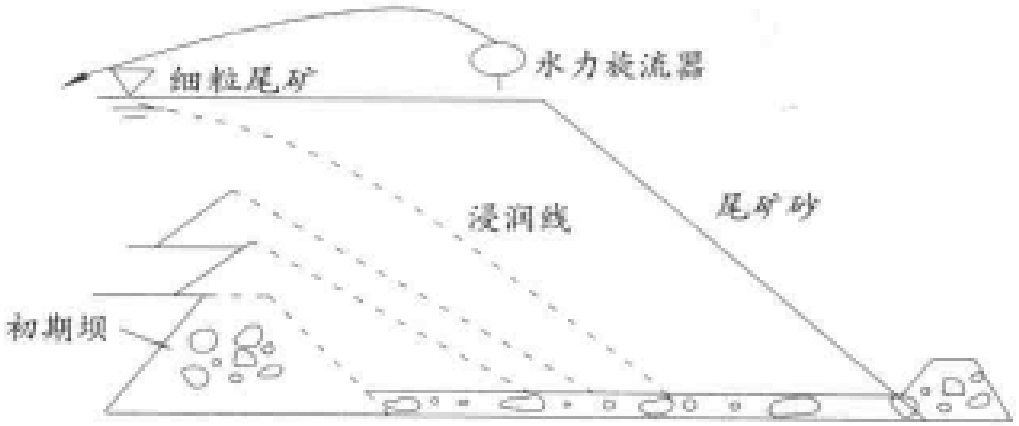


图 1.8 中线法尾矿堆积坝工艺示意图



图 1.9 德兴铜矿 4 号尾矿库(中线法筑坝)

§ 1.2 我国尾矿库的基本情况

1.2.1 我国尾矿库的统计情况

据有关资料[1][2]统计,我国黑色、有色、黄金、化工、核工业、建材等行业的矿山每年产出尾矿约3亿吨,有形成规模的尾矿库大约1500座,其中黑色、有色矿山占了80%。这些尾矿库中,最大的设计坝高为260m,超过100m的有26座,坝高小于30m的小库占80%,库容大于$1\times10^8m^3$的有10座。其中,有色矿山有尾矿库300余座,每年排出尾矿约6000万吨。有色矿山尾矿库设计最大坝高为205m(有两座,为德兴铜矿的2#、4#尾矿库),实际堆积最高的尾矿库为122.5m(金堆城钼业公司木子沟尾矿库)。库容大于$1\times10^9m^3$的有3座(德兴铜矿的4#尾矿库$8.35\times10^9m^3$,金堆城钼业公司栗西沟尾矿库$1.65\times10^9m^3$,中条山有色公司十八河尾矿库$1.25\times10^9m^3$)。各行业主要企业的尾矿库统计结果见表1.4[3]。

表 1.4　　国内主要矿山企业尾矿库数量统计*

行业	总数/座	坝高(m)			病险坝(%)
		>60	60~30	<30	
黑色冶金矿山	78	35	20	23	30
有色冶金矿山	193	46	59	88	39(9)
黄金矿山	100		12	9	26(18)
化工矿山	18	5	4	5	22(19)
核工业	15	4	9	5	
建材矿山	6			6	
合计	410	90	104	216	

* 注:(　)内为超服务期运行的尾矿库

1.2.2 我国尾矿库的运行情况

据相关资料[5]估计,我国矿山诸多尾矿库中,目前处于正常运行的库不足70%。有的行业有44%的尾矿库处于险、病、超期服务状态,情况非常不利。例如有色统计[5],该行业矿山有39%的尾矿库为病、险库,具体情况见表1.5。

表 1.5　　有色金属矿山尾矿库运行状态统计表

项　目	尾矿库总数(座)	闭库数(座)	在用尾矿库数(座)	正常尾矿库数(座)	病害尾矿库数(座)	超期尾矿库数(座)	险害尾矿库数(座)
总　数	204	55	149	78	48	14	9
占使用库的比例(%)	-	-	100	52	33	9	6
占总库的比例(%)	100	27	73	38.2	23.5	6.9	4.4

另据资料[8]显示,我国四个矿山部门1995年对尾矿库的不完全统计,上游式尾矿库的运行情况见表1.6。

表 1.6 各类矿山上游式尾矿库运行情况统计表

矿山类别	尾矿库总数（座）	正常尾矿库数 座(%)	病险尾矿库数 座(%)	超期尾矿库数 座(%)
黑色金属	78	55(68)	16(22)	7(10)
有色金属	149	77(52)	59(39)	13(9)
化工矿山	18	11(61)	4(22)	3(17)
黄金矿山	368	206(56)	99(26)	63(18)

从表1.6可见，上游式尾矿坝的病险库比重较大，有色冶金矿山病险库有59座，占39%；其他矿山的病险库也都在20%以上。这些病险库必须经过除险加固治理，才能在尾矿库后期生产运行中确保安全。从有关资料[8]中还查找到某矿山部门的10座尾矿库，均采用当地材料分期筑坝，没有一座为病险库，且运行情况良好。这也从不同类型尾矿坝的对比中，说明上游式尾矿坝的确是尾矿库产生安全隐患的根源之一。

§1.3 尾矿库事故情况

1.3.1 尾矿库国内事故情况

尾矿库是一种特殊的工业建构筑物，它的服务期也是整个尾矿库的施工期、尾矿坝的堆积期，这个过程很漫长，少则5年、10年，多则十几年、几十年。而且尾矿库的投资一般都很大，据资料显示，尾矿设施的建设投资，一般约占矿山建设总投资的5～10%；占选厂基建投资的20%左右，有些甚至与建厂投资相当。同时，随着社会的发展，居民的迁徙，原来尾矿库下游附近没有居民、村落、工厂等建筑物，现在都发生了很大的变化，有些尾矿库下游现在有了村落、工厂、学校、铁路、高速公路等，属于一级保护设施。所以，尾矿库一旦失事不仅涉及到矿山自身的生产安全，而且关系到周边及其下游居民的生命财产的安危。由于尾矿库的垮塌而造成的灾害事故，在国内外时有发生，损失也非常惨重，教训亦非常深刻。因此，我国政府制定了一系列安全法规。但是，上游式尾矿坝还是存在较多的安全隐患，而且还经常发生溃坝破坏事故。如：(1)2000年10月18日，广西省南丹县鸿图选矿厂锡矿尾矿库，发生溃坝事故，死亡约29人，直接经济损失340万元；(2)1994年7月12日，湖北省新冶铜矿尾矿库，洪水溃坝决口，死亡26人，失踪2人；(3)1986年4月30日，安徽省黄梅山铁矿尾矿库，溃坝决口，死亡19人，伤95人[9]。

早些时候，仅有色金属矿山尾矿库就发生过多起恶性事故。如1960年8月27日，岿美山钨矿发生尾矿坝洪水漫顶事故；1971年7月银山铅锌矿尾矿库发生洪水漫顶事故；1962年9月26日云南锡业公司火谷都发生尾矿坝溃决事故，这些事故均造成了巨大的经济损失，在当时产生了恶劣的影响。较近期的尾矿坝溃决事故，如1985年发生在湖南的柿竹园有色矿牛角垅尾矿库。这座尾矿库于1971年1月建成投产，设计库容215万m^3，有效库容150万m^3。选矿厂处理量初期为400 t/d，日排出尾矿425t/d，年排尾矿13万吨，垮坝前已堆尾矿110万m^3。1985年8月25日凌晨，矿区内连续降暴雨达4小时，当即发生了百年不遇的特大洪灾，洪水很快漫过坝面，仅数分钟，就冲垮了尾矿库，洪水夹带着大量尾砂掠过矿区，下游农田严重受损。这次事故，冲毁矿区内房屋39栋，造成危房22栋，淹没房屋27栋，并造成人员伤亡。同时，冲毁设备25台，冲走钢材200余吨，水泥1200余吨和价值84.7万元的各种原材料；冲毁输电线路3.5km，通讯线路4.38km，矿区自备公路4.3km，国家公路3km，桥梁3座，通讯、供电、交通全部中断，矿区经济损失惨重。大量外溢的尾矿还污染了大片农田和生活水井，事故的破坏力惊人[4]。

在地震条件下，1976年7月28日，我国唐山发生大地震，在这次地震中，天津碱厂的尾矿库由地震引起液化破坏。该尾矿坝高18.5m，地震使尾矿坝发生液化流滑，波及范围0.4km，淹没库区南边利民化工厂，包括厂房、设备、锅炉房、汽车队、运输队和临时工房以及200户职工家属住宅。在此次地震中，首钢的大石河尾矿坝、首钢水厂铁矿新水村尾矿坝和唐钢张庄尾矿坝均发生局部液化和喷砂冒水现象，产生了明显的震害[4][9]。国内外的震害经验表明，地震时尾矿坝容易产生液化，使尾矿坝丧失稳定性，所以尾矿坝的抗震稳定性是需要十分重视的问题之一。

1.3.2 国外尾矿库事故概况及从中得到的启示

国外尾矿库的事故情况好于国内，但是国外尾矿库也发生过很多大的事故，例如2000 年1月30日，罗马尼亚乌鲁尔金矿尾矿库发生泄漏，10万多升含有氰化物、铜、铅等重金属的污水流入多瑙河支流蒂萨河，污水流经之处，所有生物一律暴毙，影响非常恶劣。国外早期尾矿库在地震条件下也发生过重大事故，尾矿坝的灾害触目惊心。据文献[4]记载，早在1928年10月1日经历一次大地震之后，几分钟内，智利的Barahono尾矿坝就破坏了。该坝高63m，坝的内坡为40°～45°。这次破坏主要从坝内液化开始，随后造成坝内侧滑动，400万吨尾矿泻入山谷，死亡45人。1965年3月28日，智利中部发生了具有破坏力的地震。震级为7至7.25级，在距离震中100km范围内的埃尔·科布雷新旧两座尾矿坝、耶罗·别霍、洛斯·马基斯、拉·巴塔瓜、拉迈纳、塞罗·内格罗、埃尔·塞拉多、贝拉维斯塔、埃尔·维塞和塞罗·布兰科等许多矿山尾矿坝均遭受破坏。其中埃尔·科布雷新旧两座尾矿坝距震中40km，该处地震烈度为

8～9度，尾矿坝几乎全部被毁，200万吨尾矿泻入山谷，几分钟之内泻出12km，死亡达200多人。

以下是美国大坝学会(USCOLD)和联合国环境规划署(UNEP)的一些调查统计资料[10][11][12][13]，根据美国大坝学会在1989年进行的一次尾矿坝事故调查和联合国环境规划署后来补充的一部分调查，图1.10给出了调查范围内20世纪尾矿坝的历史事故情况，图1.11给出了各类尾矿坝的事故情况。

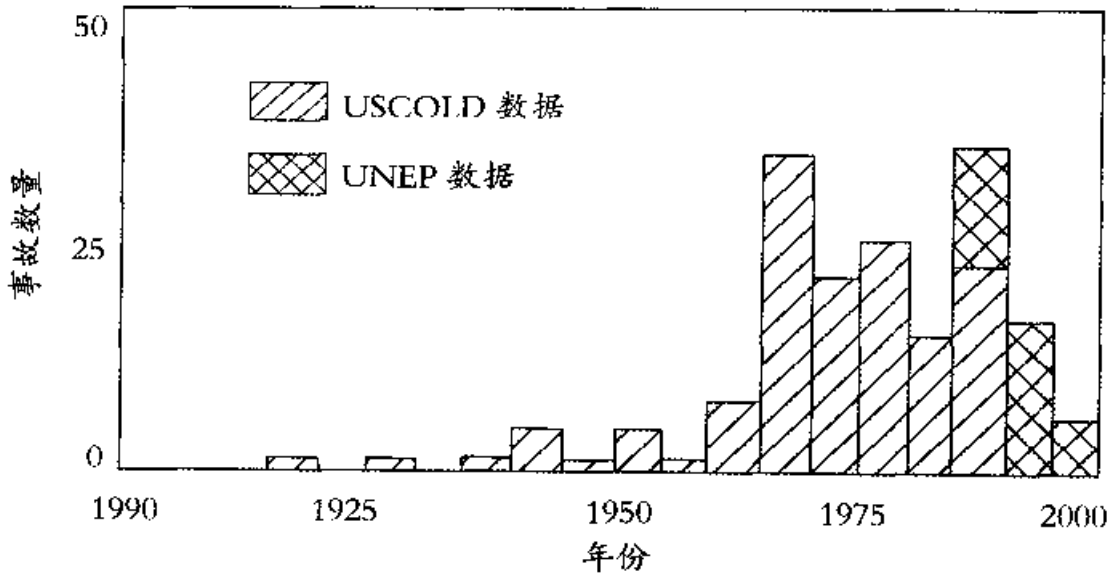


图 1.10 尾矿坝历史事故总结

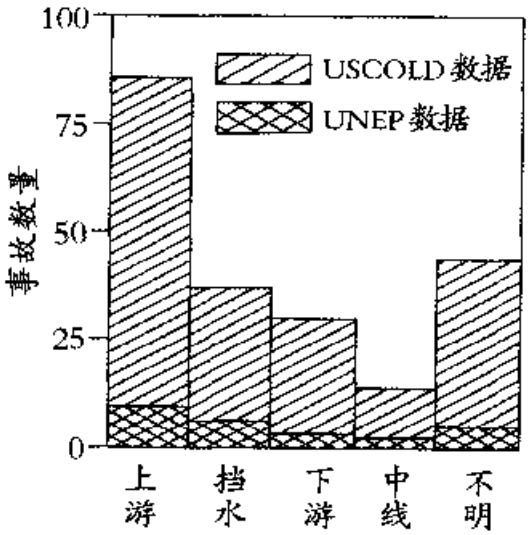


图 1.11 尾矿坝类型事故总结

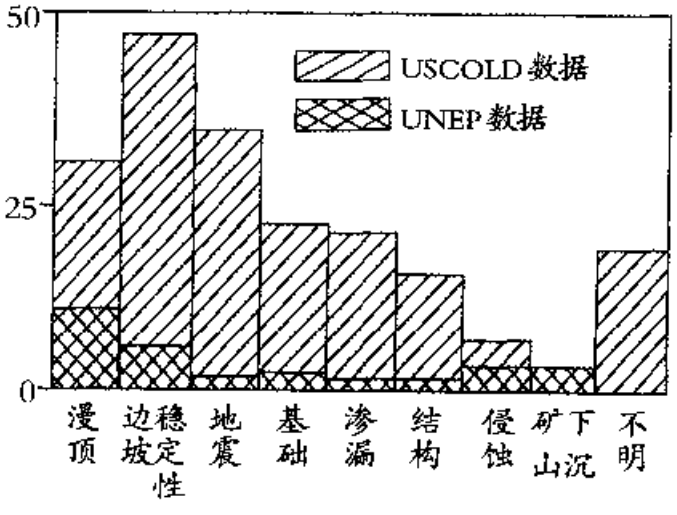


图 1.12 尾矿坝事故原因总结

从图1.10可知，美国的尾矿坝事故发生在1965年到1995年之间的比例较大，虽然我国目前还没有类似的统计，但是可以参考USCOLD的调查结果，结合我国矿业大发展晚于美国的情况可以预测我国可能也将同样会产生这样一个事故高发时间段，所以尾矿坝的安全问题应该十分的重视。从图1.11中可以看出上游法尾矿坝的事故发生明显最多。Finn ，W.D.L认为，用上游法建造尾矿坝具有潜在的危险性，而我国的尾矿坝又大多是上游法筑坝。

美国大坝学会(USCOLD)和联合国环境规划署(UNEP)的一些调查统计资料给出了尾矿坝事故原因总结，如图1.12所示。从图1.12中我们可以知道边坡稳定性和地震引起的尾矿坝事故是各类原因的前两位，所以分析研究尾矿坝的稳定性及地震情况下的液化及动力稳定性在尾矿坝的安全性研究中就显得很重要。

§1.4 尾矿库安全度划分

在2000年11月原国家经贸委颁发《尾矿库安全管理规定》之前，我国根据尾矿库运行情况，规定了尾矿库正常运行的标准，并将不能正常运行的尾矿库划分为“事故库、病库、险库”[4]。正常运行的标准规定如下：

(一)尾矿库是经正规建设程序设计和施工建成的；

(二)基础坝(初期坝)稳定，无非正常渗漏、塌陷、裂缝现象、坝体完整无损，堆石坝反滤层工作正常；

(三)排洪设施、排洪能力符合标准，保持良好工作状态，或排洪设施、能力虽未达到设计标准，但能采取其他排洪措施(如临时溢洪道等)确保库的安全渡汛；

(四)后期坝排渗设施运行正常，无流土、管涌、沼泽化、塌坡现象，坝坡坡度符合设计要求，平整美观，坝面排水系统完好，坝面及滩面无飞尘问题；

(五)未经扩容设计，不超期服役；

(六)尾矿排放合理，干滩长度、坡度符合安全要求，水边线平整，澄清距离能满足排水质量的要求；

(七)有完整的排水、回水系统，且排水、回水符合标准，设施能正常运行；

(八)有健全的监测系统，并能按安全要求正常工作。

凡导致尾矿库整体或局部破坏并丧失全部或局部功能，且造成一定损失的尾矿库成为事故库；凡存在隐患，甚至出现局部破坏，但尚能保存基本使用功能，尚能继续使用的尾矿库称为“病库”；尾矿库存在严重病害，甚至出现局部破坏，不能保证整体安全，有可能丧失使用功能的尾矿库称为险库，险库主要表现在，不能安全渡汛，防洪能力不够，以及渗流破坏较严重或已经开始滑塌。

而目前则是依据2000年11月原国家经贸委颁发的《尾矿库安全管理规定》[14]将尾矿库安全度分为危库、险库、病库和正常库。《尾矿库安全管理规定》指出：尾矿库安全度分类主要根据尾矿库的防洪能力和尾矿坝坝体的稳定性确定，具体划分标准如下：

尾矿库有下列工况之一的为危库：

（一）尾矿坝的最小安全超高和尾矿库的最小干滩长度达不到设计规范的要求，不能确保坝体的安全；

（二）排水系统严重堵塞或坍塌，不能排水或排水能力急剧降低，排水井显著倾斜，有倒塌的迹象；

（三）坝体出现深层滑动迹象；

（四）其他危及尾矿库的情况。

尾矿库有下列工况之一的为险库：

（一）尾矿坝的最小安全超高和尾矿库的最小干滩长度达不到设计规范的要求，但平时对坝体的安全影响不大；

（二）排水系统部分堵塞或坍塌，排水能力有所降低，达不到设计要求；

（三）坝体出现浅层滑动迹象；

（四）坝体出现贯穿性的横向裂缝，且出现较大的管涌，水质浑浊挟带泥沙或坝体渗流在堆积坝坡有较大范围逸出，且出现流土变形；

（五）其他影响尾矿库安全运行的情况。

尾矿库有下列工况之一的为病库：

（一）尾矿坝的最小安全超高和尾矿库的最小干滩长度达不到设计规范的要求；

（二）排水系统出现裂缝、变形、腐蚀或磨损，排水管接头漏砂；

（三）堆积坝的整体外坡坡比陡于设计规定值，或虽符合设计规定，但部分高程上的堆积坝边坡过陡，可能形成局部失稳；

（四）经验算，坝体稳定安全系数小于设计规范规定值；

（五）浸润线位置过高，渗透水自高位出逸，坝面出现沼泽化；

（六）坝体出现较多的局部纵向或横向裂缝；

（七）坝体出现小的管涌并挟带少量泥沙；

（八）堆积坝外坡冲蚀严重，形成较多或较大的冲沟；

（九）坝端无截水沟，山坡雨水冲刷坝肩；

（十）其他不正常现象。

同时满足下列工况的为正常库：

(一)尾矿坝的最小安全超高和尾矿库的最小干滩长度均符合设计要求；

(二)排水系统各构筑物符合设计要求，工况正常；

(三)尾矿坝的轮廓尺寸符合设计要求，稳定安全系数及坝体渗流控制满足要求，工况正常。

§ 1.5 尾矿库常见病害与隐患

1.5.1 隐患类型及病害类型

尾矿库安全隐患主要有防洪能力不足和尾矿坝稳定性不够两个方面。尾矿库防洪能力不足常表现为尾矿坝的最小安全超高和尾矿库的最小干滩长度达不到设计规范的要求；排水系统出现裂缝、变形、腐蚀或磨损，排水管接头漏砂等。尾矿坝常见的病害类型如下：(1)堆积坝的整体外坡坡比陡于设计规定值，或虽符合设计规定，但部分高程上的堆积坝边坡过陡，可能形成局部失稳；(2)坝体稳定安全系数小于设计规范规定值，浸润线位置过高，渗透水自高位出逸，坝面出现沼泽化；(3)坝体出现较多的局部纵向或横向裂缝；坝体出现小的管涌并挟带少量泥沙；(4)堆积坝外坡冲蚀严重，形成较多或较大的冲沟；坝端无截水沟，山坡雨水冲刷坝肩等等。

坝基处理设计不当或施工质量不合格的初期坝经常会出现坝体变形等情况，下图是某铜矿尾矿坝1994年初期坝排水棱体变形和局部塌陷的照片（见图1.13和图1.14）。



图 1.13 初期坝排水棱体变形和局部塌陷地段全貌

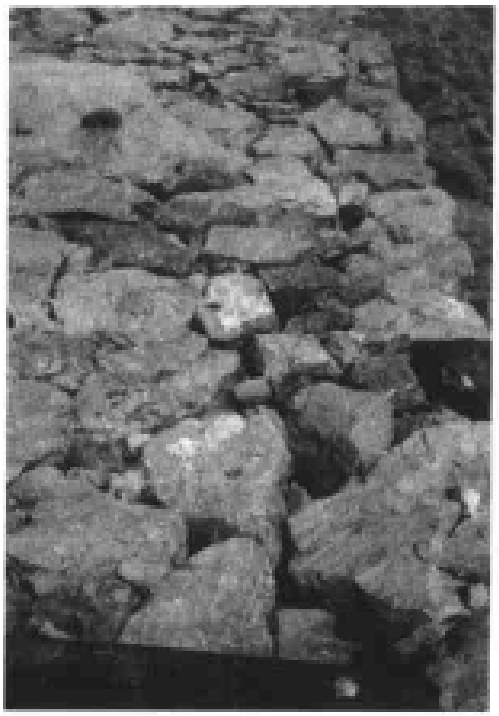


图 1.14 初期坝排水棱体变形塌陷地段近景

须宏达对尾矿库事故后的原因进行调查统计分析，将国内尾矿库的病害主要表现列为八大类，见表1.7[7]。

表 1.7 国内尾矿库病害分类统计

病害分类	病害描述	所占比例(%)			
		黑色	其他	全国	灾害
		49件	29件	78件	45件
Ⅰ	坝坡失稳，即各种滑坡等	0	3.4	1.3	0
Ⅱ	初期坝漏矿等	8.2	0	5.1	4.5
Ⅲ	雨水或矿浆回流造成坝面溃决等	14.3	0	9.0	2.2
Ⅳ	库内滑坡、喀斯特等坝址问题	14.3	13.8	14.1	11.1
Ⅴ	坝坡、坝基、坝肩等渗水、管涌、流砂，坝面沼泽化	20.4	3.4	14.1	4.5
Ⅵ	排洪系统的构筑物破坏	32.7	20.8	28.2	33.3
Ⅶ	洪水漫坝等原因的溃坝	6.1	58.6	25.6	44.4
Ⅷ	地震引起的液化、裂缝、位移等	4.1	0	2.6	0

1.5.2 上游式尾矿坝存在的问题

1.5.2.1 缺少完善的工程质量技术指标

尾矿坝作为矿山企业尾矿库工程的主体构筑物，其设计方法步骤已纳入国家建设部批准的行业规范，即《选矿厂尾矿设施设计规范》[15]之中，但其中除了对尾矿筑坝的尾矿粒径及最小安全超高与最小干坡滩长度作了规定外，并没有制定其他确保尾矿坝工程质量的技术指标，如影响坝体抗滑稳定的尾矿抗剪强度指标和尾矿筑坝的密实度指标等。

1.5.2.2 无法按建设工程施工程序施工

上游式尾矿坝的建设是一个间断性施工过程，当尾矿冲积到与初期坝坝顶齐平时，开始修建第一期子坝。等到尾矿充填到一定数量，使库水位升高后，刚好满足最小安全超高和最小干坡滩长度的要求，再修建第二期子坝，然后再充填尾矿，如此筑坝—充填—再筑坝—再充填，构成了尾矿库运行的无数个循环过程，也就是尾矿间断性筑坝的施工过程。这种施工作业，由矿山企业自己组织的尾矿生产人员按尾矿生产程序来完成。上游式尾矿坝建设的另一特点是工期长。尾矿坝的填筑施工即是工程施工，也就是尾矿堆存，且以后者为主。因此很难按施工设计中的程序施工。尾矿坝加高后形成新的库容，又可以继续进行尾矿排放、充填堆存。尾矿坝填筑终止，尾矿库也就结束了尾矿堆存的使用寿命，一般这个过程少则5年。多则20～30年。

1.5.2.3 尾矿库水位伴随尾矿坝不断升高

如前所述，上游式尾矿坝的填筑是一个不断向库内充填尾矿浆，使细尾矿泥在库底沉积，造成库水位抬高，当满足不了最小安全超高和最小干滩长度时，便再填筑子坝的往复循环过程。因此尾矿向库内充填越多，库水位上升越大，上游式尾矿坝也就填筑得越高。高水位的尾矿库给上游式尾矿坝带来了三方面安全隐患：(1)尾矿坝体浸润线不断抬高，浸水饱和的尾矿范围不断扩大，尾矿坝的抗滑稳定安全系数也逐渐降低。一般来说，上游式尾矿坝越高，稳定性越差。(2)尾矿坝的渗透压力增大。通常尾矿在放矿冲积过程中，尾矿沉积有明显的分层性。粒径较粗的尾砂层间是尾矿泥夹层，其渗透系数比尾矿冲积层小。在没有设置有效的排渗装置之前，尾矿坝排渗不畅，被尾矿泥层覆盖的砂层中可形成有压渗流，库水位越高，渗透压力越大。在这种情况下，渗流出口极易产生尾矿坝坝坡流土或管涌等形式的渗透破坏。(3)高水位是引起上游式尾矿坝产生振动液化的主要原因。尾矿坝的振动液化，有两方面的因素，一是内因，主要是尾矿的颗粒结构，即尾细砂和尾粉砂类所占的比重大小和结构是否松散；二是外因，主要指振动荷载大小和水动力条件。当这些条件同时起作用时，将会形成泥流。(4)一个用尾矿筑成的坝，其内堆存着大量

的尾矿和水，形成一个人工“尾矿湖”，此湖的容量随着尾矿坝体不断地增高而逐渐增大，坝体一旦溃决，库内的尾矿砂、泥浆和水就会以泥流的形式涌出，对下游居民的生命财产造成严重威胁，也将给企业带来不可估量的损失。

1.5.3 上游式尾矿库不可缺少的两项隐蔽工程

上游式尾矿库，不可避免地要建立两项隐蔽工程：一是尾矿库的排洪工程，二是尾矿坝的排渗工程。由于尾矿库的水位不断升高，不断向库后延伸，因此，取水口的位置和标高也要随着水位的升高不断变化，这就决定了先前的取水口要被尾矿填埋。如果是以隧洞作为泄洪工程，则只需掩埋部分取水口和部分新取水口到原取水口的连接段；如果采用井一管式排洪系统，尾矿泄水管则全部埋入尾矿坝下和尾矿沉积滩下；用完的取水井，也逐级被尾矿掩埋，形成上游式尾矿库隐蔽的排洪工程，这种隐蔽工程对尾矿库的安全隐患以排洪暗管接头断裂为主。如锦屏磷矿1994年5月10日发生已封闭的排水井盖板断裂塌落，在尾矿沉积滩内形成直径90m的塌陷漏斗，流泄尾矿近10万吨，淹没农田、果园10余公顷。上游式尾矿坝为了降低坝体浸润线，减少坝体渗透压力，提高上游式尾矿坝的动力稳定性，一般在上游尾矿坝填筑过程中，就布置了排渗工程设施，首先初期坝采用透水结构，如堆石坝；其次按上游坝填筑顺序逐渐铺设由砂石料或砂石料和土工布组成的滤水体，其总的走向与上游坝下游坡平行，滤水体距上游坝外坡3～5m，这样上游坝的滑动、渗透和尾矿的动力稳定性都提高了，尾矿坝的安全性也增大了。但是，这种隐蔽工程的主要毛病是，尾矿水在渗流中挟带细颗粒尾矿，逐渐淤堵滤水体的孔眼，使其渗透性降低，严重的将影响到尾矿坝的安全。另外，有些矿山企业的尾矿含有有害化学成份，根据环境保护要求，不允许尾矿水渗出和下泄。如果不采取排渗措施，而采用防渗措施，对上游式尾矿坝的安全是极为不利的。最好的办法是采取排渗措施，即在尾矿坝下设置贮水池，增设污水处理厂。除回水外，部分污水通过处理达标后，再排放，这样尾矿坝的安全性就提高了。

1.5.4 病害与隐患预防思路

尾矿库是一种特殊的工业构筑物，它的服务期也是整个尾矿库的施工期、尾矿库的堆积期。尾矿库是选矿厂生产设施的重要组成部分，同时它又是一个潜在的重大的危险源，尾矿库能否安全稳定的运行，对选厂生产起着至关重要的作用。

尾矿库工程是一个庞大的系统工程，它不仅要求管理人员熟悉采矿、选矿、机械等专业知识，而且要熟悉和土石坝有关的土力学、水力学、水文等科学知识以及坝工技术。然而在我国，多年来，尾矿库的堆积管理一般都是由选矿厂的技术人员或生产部门的技术人员负责。这样在现场管理上势必存在缺陷。所以，国内许多尾矿库方面的老专家一直建议，为了改善尾矿库的运行安全，减少灾害事故的发生，

除了加强现场日常施工管理等外，还应在技术上进行专题攻关研究。改善尾矿库运行安全、减少灾害事故的技术措施，归纳起来主要有如下几个方面：

(1)鉴于细粒尾矿堆积的病害率偏高的现状，应该对高含泥的细粒尾矿能否适宜上游法堆坝进行深入研究和论证；同时，对改善及提高细粒尾矿堆积的技术措施进行研究；

(2)针对尾矿坝的隐患、病害、事故或溃坝灾害进行深入调查研究，搞清由"隐患、病害"到"事故或灾害"的转化条件、转化机理以及预防措施等；

(3)地下水的问题是尾矿坝的难题之一，如何控制渗流，降低浸润线，保证尾矿坝有足够的相对干燥的干滩，使尾矿坝一直处于稳定状态；

(4)改革尾矿的堆积工艺和方法，寻找出更适合现代情况的尾矿处理方法，像分期筑坝方法等；

(5) 采用物理或化学方法改善尾矿颗粒的胶结和固结，以提高尾矿的整体强度，如采用高频振动改善尾矿堆积密度和强度等；

(6)综和开发利用尾矿，变废为宝，减少尾矿的堆存量。

总之，对于尾矿坝的管理，应该按照"安全第一，预防为主"的原则，做好尾矿坝的安全管理工作，提高坝体稳定性。尾矿坝能否安全运行对于企业的安全生产和人民的生命和财产安全以及环境保护都有着积极而深远的影响。因此深入地对尾矿材料和尾矿坝进行研究，开展对尾矿和废弃尾矿库的利用工作，对于节省投资、减少环境污染、保障工程的安全，具有重要的社会意义和现实意义。

第二章　尾矿坝工程地质勘察

§ 2.1 前言

尾矿坝是矿山生产的重要设施，同时也是矿山危险性较大的设施。尾矿坝的失事将会给矿山的生产和人民的生命财产造成巨大损失，因此对尾矿坝的安全性应该高度重视[17][18]。当尾矿坝堆至设计总坝高1/2至2/3时，就要根据坝体具体情况，按现行规范进行一至二次稳定性评价工作。当尾矿库使用到最终设计高程前2~3年时，应进行闭库设计，而当需要扩建或尾矿库继续使用时，应根据建设周期提前制定扩建尾矿库的规划设计工作，确保新老库使用的衔接。在进行闭库设计或扩容设计之前都要先进行勘察和安全性评价工作。工程地质勘察是尾矿坝稳定性评价工作中一项重要的基础工作，通过勘察获得准确的地质资料，为稳定性分析提供可靠的依据。

§ 2.2 尾矿坝工程勘察的一般要求及内容

尾矿坝由初期坝和尾矿堆积坝组成。初期坝以土、石料等以浆砌或非浆砌方式筑成。堆积坝以尾矿砂按一定坡度沉积而成，粒径一般小于2mm，尾矿坝勘察的主要内容包括：

(1)工程地质调查；

(2)勘探与原位测试；

(3)室内试验；

(4)长期观测点的设置；

(5)资料整理及报告编写。

工程勘察要求包括：

1)查明尾矿堆积体的组成、密实程度及其沉积条件；

2)查明尾矿堆积体、初期坝坝体及坝基土层的物理力学性质，包括动力性质及高应力状况下的强度变形性质；

3)查明尾矿堆积体是否存在软弱夹层；

4)当渗漏较严重或因渗漏而污染自然环境时，尚应查明渗漏途径；

5)查明勘探期间浸润线的位置。

工程地质调查以搜集研究已有资料并进行现场踏勘为主。当地质构造复杂，且存在不良地质现象时，进行工程地质测绘。

搜集资料一般包括下列内容：

1）已有的工程地质资料，其中应注意老地形及水文地质条件的变化，有无不良地质现象，如：断裂及其活动性、岩溶、滑坡、泥石流、软弱土夹层、管涌等；

2）所在地区的地质资料及地震地质资料，地震和震害的历史记录。在强震区还应包括主要构造带和强震震中分布图、强地震区预测图以及卫星照片等；

3）尾矿的来源（原矿石种类与选矿方法），全尾矿成分与粒度，放矿方式，放矿管位置；尾矿坝坝体高度上升速度，坝体最终设计高度，设计对堆坝的要求，实际堆坝状况与设计要求的对比等；

4）尾矿沉积的特点及粒度的变化，坝坡的稳定性，有无经受洪水、地震或其他原因致使坝体受损及其情况，其后如何修复，以及修复后的稳定性等。

现场踏勘与调查，一般包括：

1）尾矿坝的现状调查，如浸润线在坝前有无溢出点，坝体有无沼泽化问题，降低坝体浸润线的措施和水位情况，坝体和尾矿库周边的变形等；

2）坝体和库容外围的地质与地质构造复查，在强震区重点研究断层及其活动性；在岩溶区重点调查渗漏，以及由于渗漏引起的坝基稳定等问题，基中是否存在易产生渗流破坏的土层；

3）库区周边调查，坡岸有无滑坡的可能，会否引起库容的壅塞、库水漫顶的可能性；

4）如果坝体设有浸润线观测和坝体沉降观测装置，则需要对尾矿坝坝体的浸润线和坝体沉降的观测结果进行调查。

§2.3 尾矿坝工程勘察设计

2.3.1 勘探方案设计依据

尾矿坝勘探方案的设计应以《上游法尾矿堆积坝工程地质勘察规程》(YBJ11-86)[19]为基本依据，同时参考中华人民共和国国家标准《岩土工程勘察规范》(GB50021-2001)[20]中与固体废弃物处理工程勘察有关的条款，并结合矿山尾矿坝的具体情况而制订。用于工程勘察设计的底图，应以大比例尺图纸为宜，如尾矿库现状图和库区原始地形地质图适用1:500、1:1000或是1:2000的图纸，以便设计时能比较精确地计算出钻孔间距及钻孔深度，同时也能满足重点区域或地段小范围工程测量的要求。

2.3.2 勘探点、勘探线的布置

勘探点按勘探线布置，勘探线一般垂直坝轴线的方向，主勘探线适当考虑沿主沟槽的形态及尾矿库管理要求布置，主勘探线两侧应有不少于一条副勘探线，一般情况下以不少于三条勘探线为宜。勘探点勘探线的布置应结合实际情况尽量避开库内各种管槽等排水构筑物，以防勘探时造成破坏。

对靠近初期坝体内坡的钻孔，设计时应注意研究建造初期坝时的设计和施工图。对初期坝内坡铺设有土工布，粘土斜墙和反滤层等结构层时，为了防止施工时造成坝体损坏，终孔设计位置应离初期坝外层结构面50cm以上，库内孔设计尽量避开坝内排水构筑物，不能避开的，也要准确控制进尺，并留有余地。重点地段如遇软弱夹层时，可根据实际情况，适当增加勘探孔数量，以基本查明其分布情况。

2.3.3 尾矿取样设计

1. 取样数量

在所有钻孔中对粘性土都要采取原状土，取样数量应遵循以下原则：

1）对于需统计主要力学性质指标的每种地层，不少于10个。

2）对于呈夹层出现的或埋藏较深的软弱土层，不少于6个。

2. 取样间距

1）取样间距一般控制在2～2.5m，当取土数量不能满足前一节所述的原则时，应当适当加密某些土层的取样间距。

2）具体的取样深度位置应在静力触探完成以后加以确定。

3. 取土器及取样操作

1）取尾矿土原状样及软弱坝基土应采用敞口薄壁取土器；

2）取初期坝粘土和非软弱坝基土可采用一般取土器；

3）取原状样应使用静力压入法。

图2.1和图2.2分别为使用普通取土器取得的初期坝粘土样和使用敞口薄壁取土器取得的尾矿样。



图 2.1 普通取土器所取初期坝黏土样



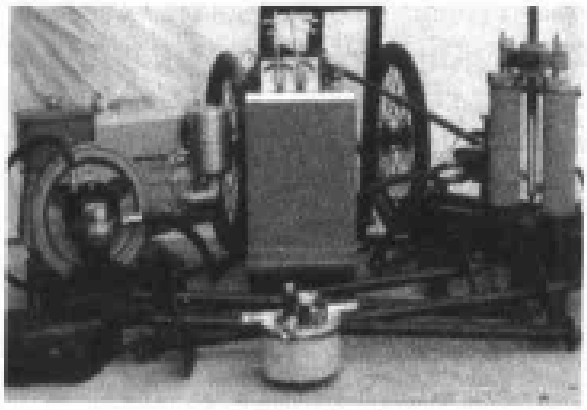
图 2.2 敞口薄壁取土器所取尾矿样

§2.4 尾矿坝工程勘察施工

勘探顺序应由地质技术人员根据工期、场地情况来确定，同时为了方便操作，可尽量减少钻机在钻孔间的搬运工作量，使工作量和搬运成本最小化。施工前，应通过水准仪或全站仪进行测量放孔。在放孔之后、钻探之前先进行静力触探。注意钻探设备选用要适当，钻探一般采用回转钻进工艺，对所用设备进行检查，确保设备的安全可靠，备好施工材料。由于尾矿坝勘察受雨季影响较大，因此，坝体勘察一般安排在秋冬季节进行。

2.4.1 静力触探

尾矿坝静力触探是通过探杆借静压将触探头压入尾矿土层或是天然土层，并测量各层土对触探头的贯入阻力大小的指标，从而间接地判断尾矿土层及其力学特性的一类勘探方法和原位测试技术。静力触探的优点在于能快速、连续地探测尾矿土层及其性质的变化。静力触探所得的比贯入阻力等指标在一定程度上反映了尾矿土层的某些力学性质，可以用于指导尾矿坝的力学分层，并指导从钻孔中采取原状样的深度。故静力触探必须在钻探工作之前进行，以便指导采取原状尾矿样的深度。静力触探一般布置在尾矿堆积坝上及库区内，且静力触探的孔位与钻孔的距离应不大于1.5m，静力触探测试深度应达到原自然地面。图2.3为常用的静力触探设备。



(a)贯入设备



(b)探头及采集记录设备

图 2.3 为静力触探设备

2.4.2 钻台布置

库内三个不同区域有三种不同的场地条件。对不同条件，应该采取不同的钻台设置方法。

1)堆积坝区(子坝区)，钻孔一般设在子坝马道上。由于马道上基本上都铺有几十公分厚的护盖土，在此加铺些土稍加夯实即成钻台，可安装设备施工。部分沼泽化地段，加打些木桩亦可达到施工要求。

2)沉积滩区是尾矿沉淀区。土质稀软，越往库内越稀，人步入会沉陷。在此区可以铺柴茅捆，打木桩，再铺垫碎石、土工布和砂土，从筑路起，逐渐向库内铺垫，直至筑成钻台。

3)库池区是水域，是微粒沉淀区。池底沉积坡较陡，有的水深甚至达到几十米。进行水上钻探，要保证钻台在刮风起浪或钻具提升时不会上下晃动，对施工造成不便。建议采用两艘大吨位(30吨及以上)的钢体船并联成钻台，这样可以达到施工和安全的要求。

2.4.3 钻进时的孔壁防护

施工时，由于尾矿堆积体较松散且易扰动，钻进时易发生翻砂和塌孔现象，可用套管跟进或泥浆护壁。钻进在先，后跟套管。采用泥浆时，水质以中性水为宜，防止膨润土失效。实践证明，只要严格保持泥浆性能，做好净化处理，在这种松散的尾矿土中可以达到满意的护壁效果。此外，在提升钻具时，及时向孔内回灌泥浆，保持孔内水头是必不可少的措施。

2.4.4 尾矿取样

为全面了解尾矿的特性，一般设计要求采取各种尾矿土样，包括钻孔样、滩面样、和全尾矿样。原状土样取样质量主要取决于取土器、钻探方法和取样方法三个

方面，勘察中应该使用合适的标准的取土器。取样应严格按照《原状土取样技术标准》(JGJ89-92)[21]执行。取样前必须清孔，取样应采用快速、连续的静压方式贯入取土器，贯入速度不小于0.1m/s，对薄壁取土器就应一次快速压入600～900mm。提升取土器前，为切断土样与孔底土的连结，采用回转2～3圈使其断开或稍加静置，再提升拔断。普通取土器在较密或含水少的土层取样效果较好，但在软弱稀层位不可靠，会出现脱样采空的情况。对一些软弱层位，标贯击数在0～4之间，如尾矿泥就必须采用具有活塞真空吸力的敞口薄壁取样器，以防止脱样。每次取样后，由专人当即将取土器送到工地现场试验室卸样，减少二次扰动。这些措施保证钻孔土样达到质量要求，为分析尾矿土的物理性能、了解尾矿层的沉积层次和沉积规律取得充足的真实资料。滩面取样为的是了解沉积滩尾矿砂沉积规律，全尾矿样是从选厂排放尾矿浆液的流槽中取得的尾矿砂混合样，用抽吸式采样器在槽中不同地段吸取。根据浆液浓度、含砂粒度和成份，判别选厂的选矿质量及排放合理性。

2.4.5 标贯试验

标准贯入试验应与钻探工作相配合，并以钻机为基础，加上标准贯入器、触探杆和穿心锤等设备进行。试验时，将质量为63.5kg的穿心锤以76cm的落距自由下落，将贯入器垂直打入尾矿层中15cm(此时不计锤击数)。以后打入尾矿层30cm的锤击数，即为实测的锤击数。标贯试验目的在于评价尾矿砂的密度。进行标贯试验的试验孔位仅布置在位于尾矿堆积坝上及库内的钻孔处，试验点深度一般限于尾细砂、尾粉砂、尾亚砂以及尾轻亚粘所处层位，现场技术人员可参考静力触探结果并结合钻探实际情况具体加以把握。实验点垂直向间距一般为2～2.5m，在地下水位以下有标准贯入实验点的钻孔应采用泥浆护壁。钻至试验标高以上15cm处，应清孔后再进行试验，孔底沉砂厚度不应大于10cm。在预打15cm之后，记录每贯入10cm或每贯入15cm的垂击数，累计打入30cm的垂击数为标准贯入击数N。对于尾粉砂、尾亚砂、尾轻亚粘，都应从贯入器中取代表性样品，供土工试验室进行颗粒分析试验。图2.4为某磷石膏矿尾矿坝钻孔和标准贯入试验现场照片。根据标贯试验的击数，可以判定尾矿材料的密实程度，尾矿砂的密实度评定详见表2.1。标贯击数还可以作为初步判定尾矿的液化可能性的基本依据。

表 2.1 尾矿密实度评定

尾矿砂密度分级	标准贯入试验锤击数
松 散	<4
稍 密	4～10
中 密	10～30
密 实	30～50
很 密	>50



图 2.4 钻孔及标贯试验现场

2.4.6 设立现场临时试验室

工程勘察施工期间，为便于试验和减少搬运过程中对原状尾矿样的扰动，应在施工场地设立临时试验室。需要运输的样品，应进行专门装箱并垫物减震，运输途中要注意选择路况较好的路线，且尽量匀速行驶，避免尾矿样发生扰动。

2.4.7 终孔处理

某一钻孔施工结束后，待水位基本稳定，先测试水位，再拔出套管，用原钻孔土相似土料予以填实，勘察工作结束后要再对各钻孔进行孔位测量校核。

2.4.8 水位观测孔的设置

如果尾矿坝设计有水位观测系统，则在每个钻孔的钻探完毕后，拔出套管，但不要回填尾矿土料，而是在钻孔的位置放入观测管，观测坝体的水位（浸润线）变化情况。观测管的测点设置应根据为矿库的重要性和规模大小、尾矿坝坝型、断面大小尺寸、坝基地质情况以及防渗、排水结构等进行布置。一般应选择最重要、最有代

表性、而且能控制主要渗流情况以及预计有可能出现异常渗流的横断面布置测水管。对于一般大型和重要的中型尾矿库，观测浸润线的断面应不少于三个。一般中小型尾矿库不少于两个观测断面。

以江西某铜矿尾矿坝的水位观测为例，当时设置的观测断面为主坝上的三个断面，堆积坝上每个钻孔设置一根观测管，材料为防腐蚀的PVC材料，观测管底部封闭，且达到钻孔稳定水位以下4m，在稳定水位以下3m处每隔15cm打孔成俗称的花管，然后将土工布包裹花管段并扎紧放入钻孔中，然后回填尾矿材料，在管口应加盖并紧固，以防止落物将观测管堵塞。

图2.5是某尾矿坝主坝上一个剖面的水位观测孔的设置简图。

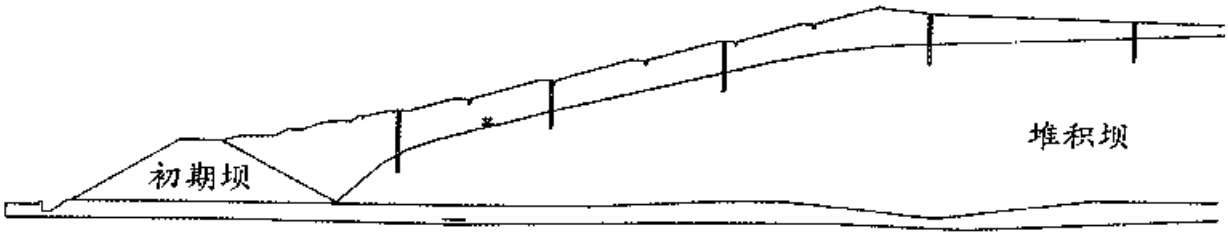


图 2.5 某尾矿坝的水位观测孔布置简图

§2.5 尾矿分类标准

从选矿的观点所作的尾矿分类，显然不能适应工程地质工作，如果按照地基的分类法，对于尾矿就不是很确切，因为尾矿的分类应以颗粒组成为主。颗粒分析试验是对尾矿砂土进行分类的基础，也是绘制地质剖面图的重要依据之一，因此颗分试验是整个稳定性分析的基础，操作过程要按含有粘土粒的砂土进行处理，试样过程中还要注意洗盐和使用分散剂，否则可能会得到错误的颗粒分析结果。

《上游法尾矿堆积坝工程地质勘察规程》[19]中的尾矿分类标准是按照颗粒组成情况将尾矿砂分为尾砾砂、尾粗砂、尾中砂和尾细砂。而将尾矿土分为尾矿泥、尾重亚粘、尾轻亚粘、尾亚砂和尾粉砂。详见表2.2

表 2.2 尾矿分类表

类 别	判定标准	名 称
尾矿砂	>2.0mm 占 10～50%	尾砾砂
	>0.50mm 占 >50%	尾粗砂
	>0.25mm 占 >50%	尾中砂
	>0.10mm 占 >75%	尾细砂
尾矿土	<0.005mm 占 >30%	尾矿泥
	<0.005mm 占 15～30%	尾重亚粘
	<0.005mm 占 10～15%	尾轻亚粘
	<0.005mm 占 5～10%	尾亚砂
	<0.005mm 占 <5%	尾粉砂

§2.6 尾矿室内土工试验

室内试验一般包括下列项目：

(1)尾矿砂：颗粒分析、天然容重、天然含水量、比重、相对密度、抗剪强度、渗透系数。

(2)尾矿土：颗粒分析、天然容重、天然含水量、比重、液限与塑限、抗剪强度、渗透系数。

(3)初期坝粘土及坝基土试验项目同尾矿土。

尾矿砂抗剪强度使用直剪试验测定。尾矿土的抗剪强度通常使用三轴固结不排水剪试验，测孔隙水压力，提供总应力法及有效应力法抗剪强度指标。或者也可以采用三轴固结排水剪试验测定有效应力抗剪强度指标。渗透试验要求提供垂直和水平两种渗透系数。尾矿土除进行原状土样三轴试验外，还需进行人工制备样的三轴试验。为使试样尽量少受运输扰动影响，应在现场设立土工实验室，进行含水量、容重、直剪、渗透系数等项目的测定。

尾矿坝安全性评价的主要内容是尾矿坝的稳定性分析，而尾矿坝稳定性分析的可信程度主要取决于各种土质强度指标的准确程度，获得准确的力学性质指标

是非常关键的。所以室内试验的重点应该放在如何取得尾矿材料的强度指标上。

由于尾矿材料在取样过程中易受扰动，所以为了掌握土性参数的合理范围，除进行原状样试验外，一般还需要进行人工制备样的试验。经验表明，试验的制备干密度和试样饱和方法对试验结果的影响很大。特别是CU试验资料整理中，有效应力摩尔圆的绘制是基于太沙基有效应力原理。饱和度较低的试样在试验过程中产生的孔隙水压力也明显偏低，导致得到的有效内摩擦角φ'偏低。另外，饱和度较低的试样中存在一定的基质吸力，在CD试验中会导致得到的有效粘聚力c'偏高。因此在做三轴试验的时候要充分重视试样的饱和问题，最好是先采用二氧化碳饱和，然后再施加反压的饱和方法[22]，使试验饱和度接近百分之百。饱和度相当高甚至完全饱和的尾矿试样进行CU试验得到c'的大多接近于零，这与尾矿材料的低粘性相符，而φ'值一般都比较高，这样所得的比较真实。以上是在进行室内三轴剪切试验时需要注意的地方。

当坝基存在粘性土且需要计算沉降时，应进行高压（垂直压力不少于1.0MPa）固结试验，求压缩指数、固结系数和先期固结压力。当需要综合研究尾矿性质时，可进行矿物分析及镜下鉴定。当勘察场地地震基本烈度大于等于7度时，应进行动力性质试验，测定动模量、阻尼比及液化应力比、动强度等项指标。

§2.7 尾矿坝地质剖面图绘制

国内大部分尾矿堆积坝采用上游法水力充填、堆筑而成。这种水力充填筑坝方式导致尾矿堆积坝有如下沉积规律：

(1)重力分选作用。尾矿浆经放矿管排出，不同粒径的尾矿逐渐分离，从垂直轴线方向上看，粗颗粒首先沉积在排放管附近，远离排放管，沉积颗粒渐细，粘粒大部分沉积在静水环境中。

(2)由于采用上游法筑坝，排放管和子坝随沉积滩的增高不断向库内移动，原来堆筑的细颗粒逐渐为后来的粗颗粒覆盖，随着时间推移在垂直方向客观上形成上部粗、下部细的沉积规律；同时，水平方向上，从坝向库内，尾砂颗粒分布是由粗到细。

(3)除坝上排放管放矿外，事故管也常放矿，出现多项放矿源，使得尾矿沉积互相干扰较大，沉积层次复杂化；另外，排放尾矿的间歇性、放矿形式、排矿流量以及尾矿池内水面线的变化、原矿浆的尾矿粒度、矿物成分及尾矿浓度等均影响着尾矿沉积，致使得尾矿的沉积层次复杂多变，常见局部夹薄层透镜体，层次交替。

从总体上看，尾矿分选沉积在从上到下较为明显，有由粗变细的趋势。从坝区

到库内的有由粗变细的趋势。尾矿坝的沉积滩形态舒缓，其坡度较为平坦。尾矿坝体中一般还存在有一些透镜体或是小夹层，在绘制剖面的时候，要注意这些透镜体和小夹层的连接要符合一般的沉积规律。有些尾矿库库底地形有明显的凸起，此时在局部沉积规律会受到干扰。

确定上游式尾矿坝的计算剖面时，《选矿厂尾矿设施设计规范ZBJ1-90》[15]要求考虑尾矿的沉积规律，根据颗粒的粗细程度概化分区。规程没有根据原尾矿的粗细给出或推荐典型计算剖面，甚至没给出形成这种剖面的方法，业内设计人员通常根据自己的经验进行概化工作，做法也不尽相同。国家经贸委2000年第20号令发布的《尾矿库安全管理规定》要求对尾矿库的抗洪能力和抗滑稳定性进行安全评价，确定尾矿坝剖面是评价工作的基础，为了使尾矿库安全评价工作落到实处，一定要给出比较符合客观实际的剖面图。绘制地质剖面的基础就是颗分结果和尾矿坝的沉积规律。

图2.6和图2.7分别为江西某铜矿尾矿坝的地质剖面图和概化剖面图，可作为一般上游式尾矿坝划分剖面的参考。

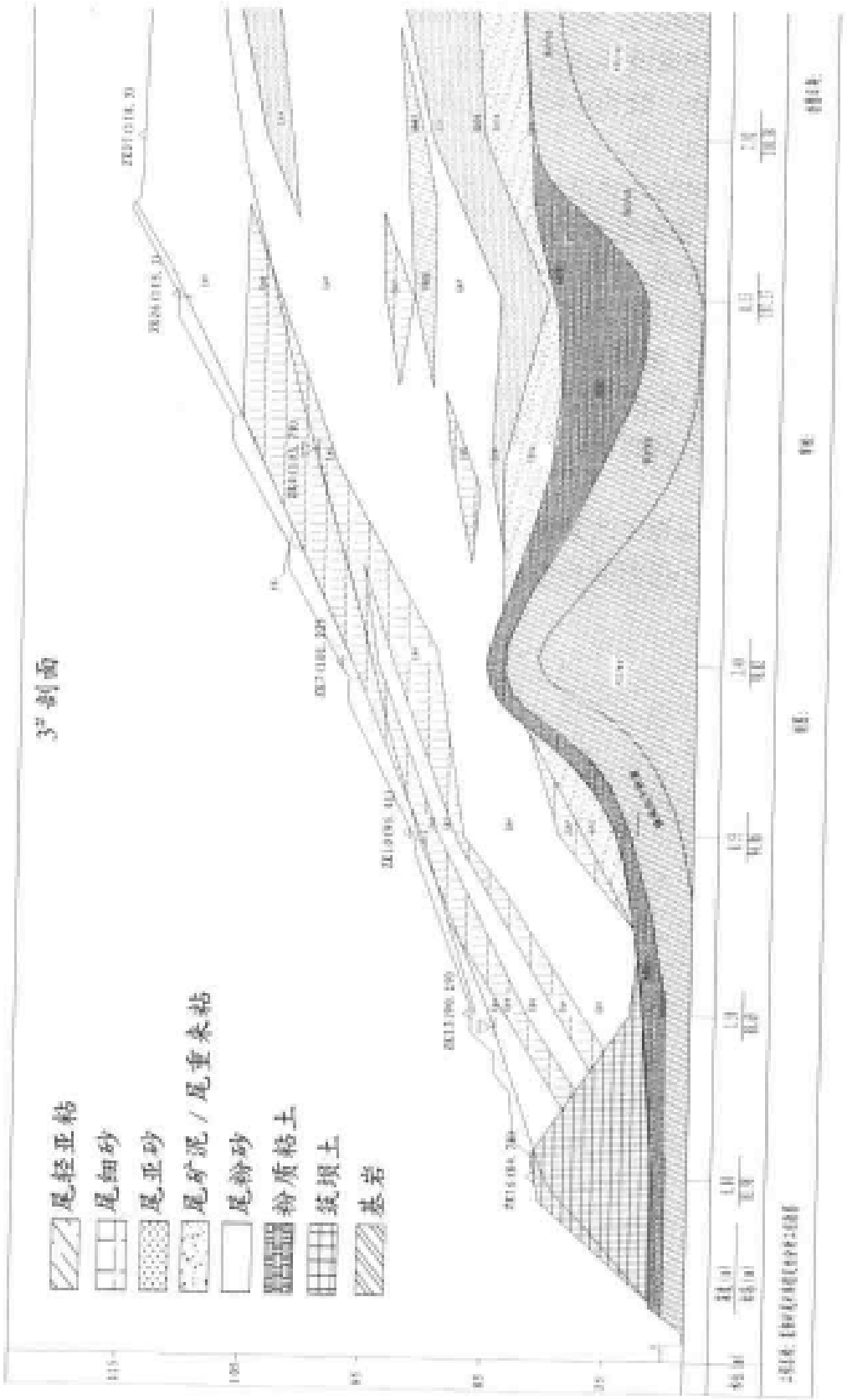


图 2.6 某钨矿尾矿坝地质剖面图

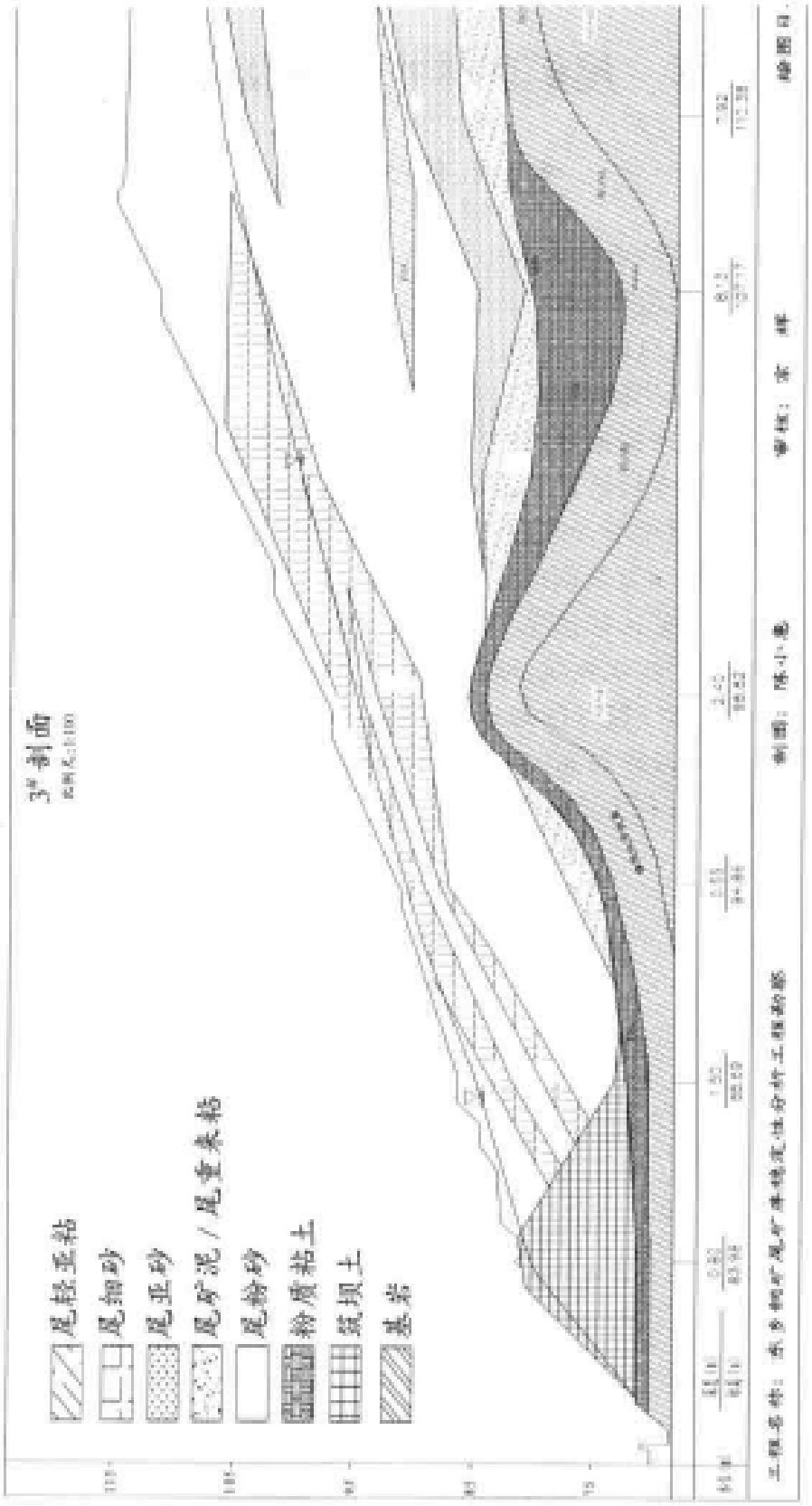


图 2.7　某钢矿尾矿坝概化剖面图

第三章　尾矿库排水系统及调洪演算

§ 3.1 排水系统

国内尾矿库重大恶性事故大多由洪水漫顶引起，洪水漫顶则由尾矿库防洪能力不足或排水系统失效造成。排水系统设计依据主要来自调洪演算结果，所以尾矿库安全评价一般也要求对调洪演算进行核算。

尾矿库排水系统常用的基本类型有排水管、隧洞、溢洪道及山坡截洪沟等。排水系统的类型的选择，应根据排水量大小、尾矿库地形地质条件、使用要求以及施工条件等因素，经过技术经济比较确定。一般对于小流量的排水多采用排水管，中等流量的排水可以采用排水管或隧洞，大流量的排水则宜采用隧洞或是溢洪道。

图3.1，图3.2，图3.3为某铜矿尾矿库的排洪系统，是一个常用的、典型的尾矿库排洪系统，该系统主要由排洪隧洞和排水井组成。国内的尾矿库，一般多将洪水与尾矿澄清水合用一个排水系统，通过该排水系统可将多余的尾矿澄清水排掉。

设置在山体和坝体交接处的截水沟以及在坝面上的排水沟共同组成坝体表面的排水系统，该系统可以将坝面的大部分降雨收集并排出，减少雨水在坝面的停留时间，减少其入渗量，有利于坝体的稳定。典型截排水沟如图3.4，图3.5所示。

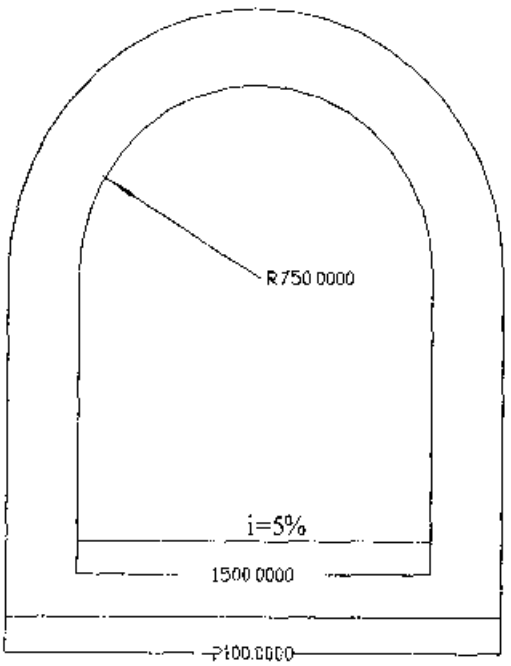


图 3.1 排洪隧洞断面尺寸(单位:mm)

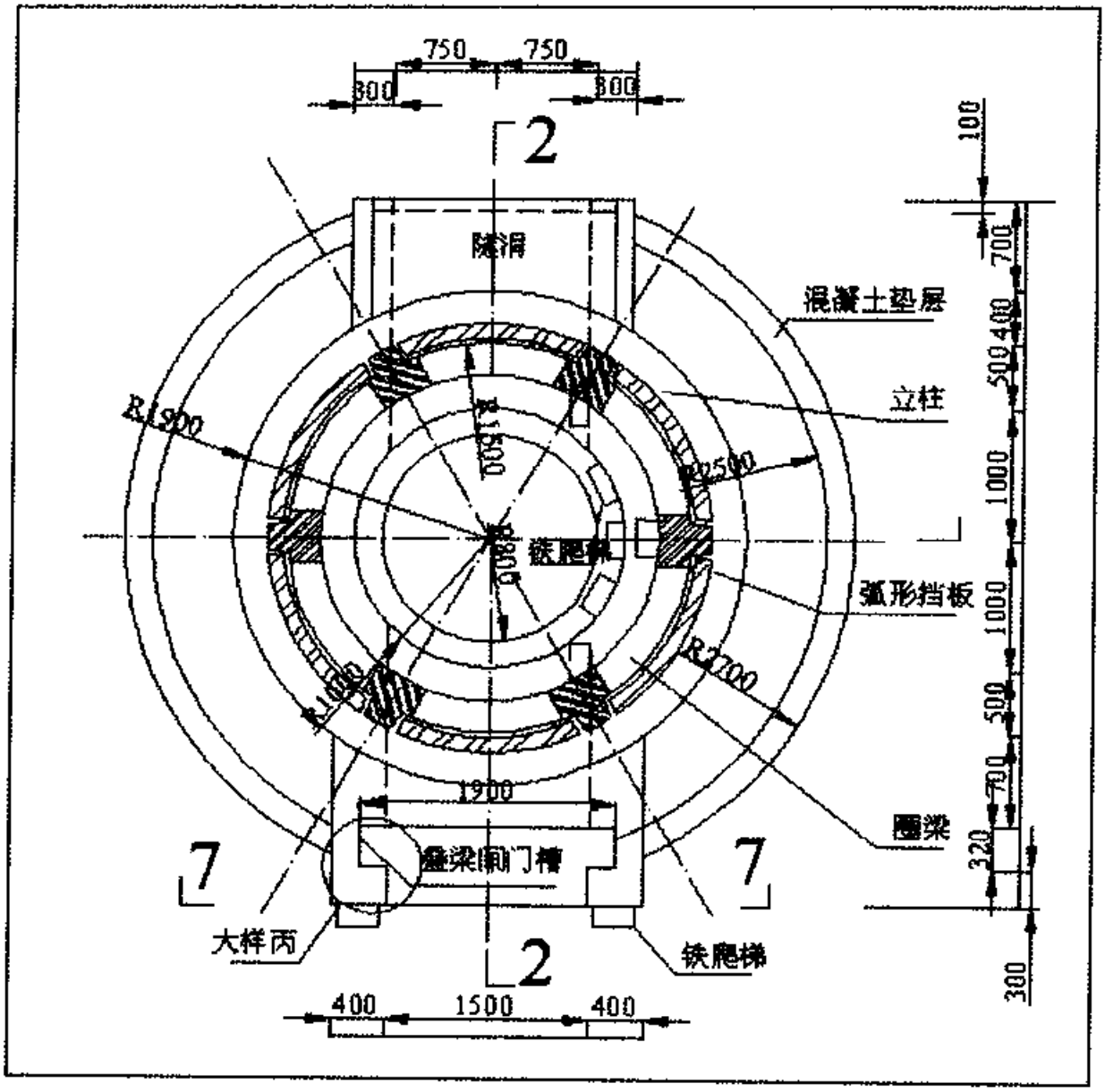


图 3.2 排水井平面图(单位:mm)

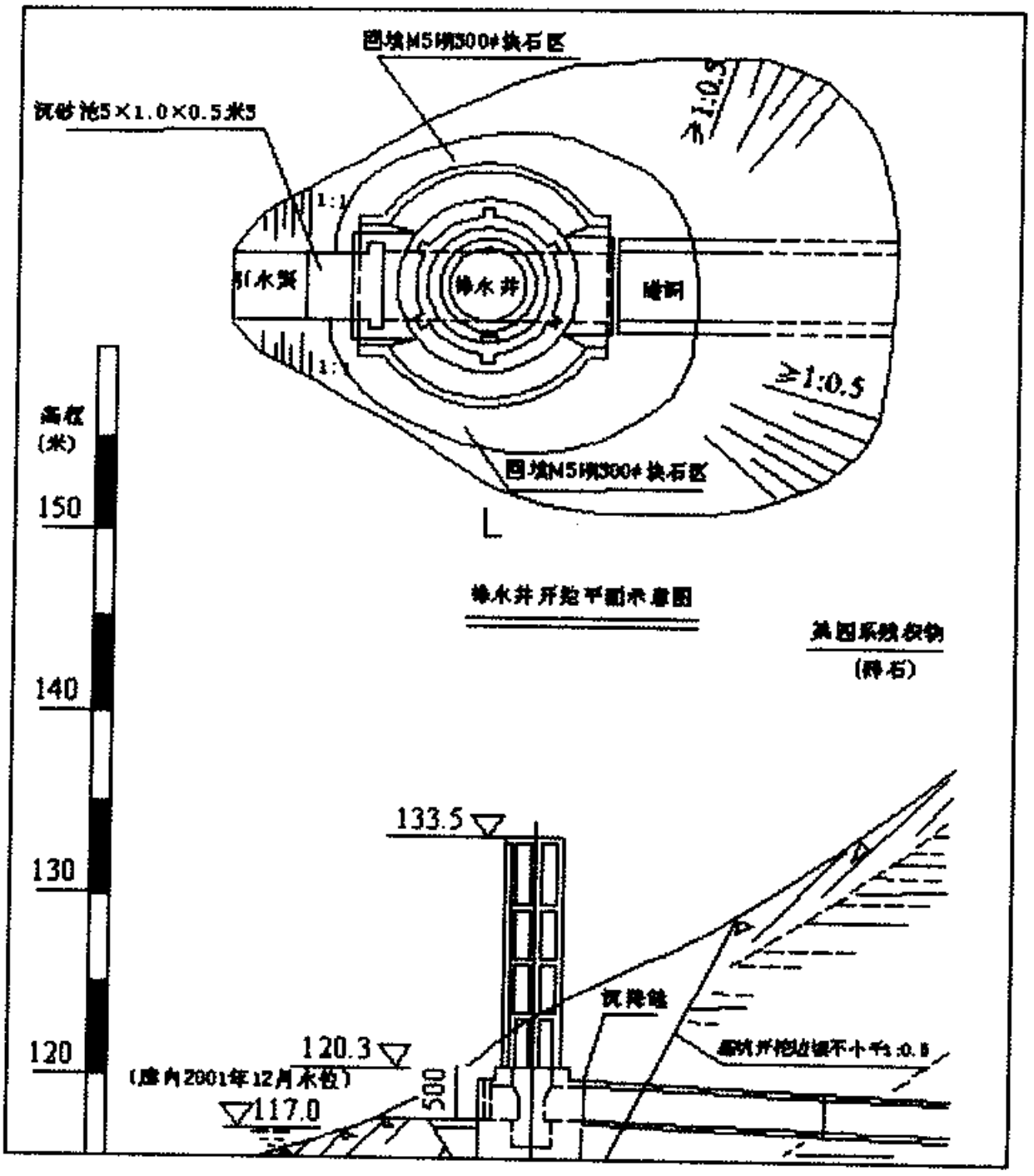


图 3.3 排水井及隧洞示意图



图 3.4 某磷石膏尾矿库排水沟

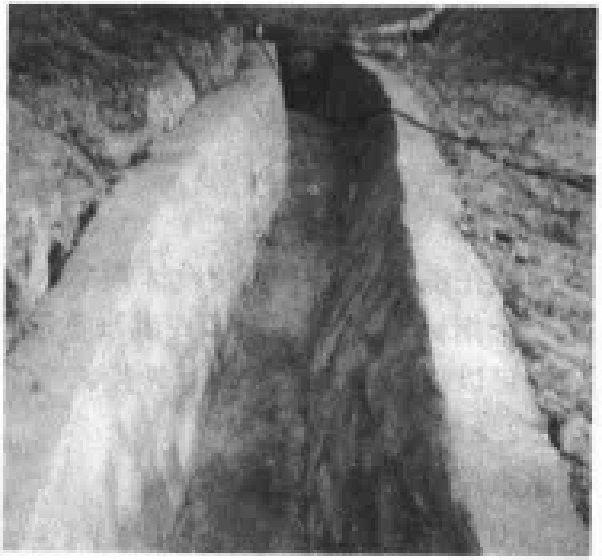


图 3.5 某磷石膏尾矿库截水沟

§ 3.2 洪水计算

3.2.1 洪峰流量

尾矿库的洪水计算的任务是确定洪水的洪峰流量、洪水总量和洪水过程线，以供尾矿库排洪设计或是对建成的尾矿库安全评价使用。尾矿坝的洪水标准应根据各使用期的库容、坝高、使用年限以及对下游可能造成的危害等因素进行确定。具体的尾矿库设计洪水重现期参照尾矿库的重要性等级，如表3.1所示[36]。

表 3.1 尾矿库设计洪水重现期(年)

尾矿库的重要性等级		I	II	III	IV、V
尾矿库运行情况	正常	1000	100	50	20
	非常	10000	1000	500	200

洪峰流量计算所采用的基本公式为：

$$Q_P = \frac{1}{3.6}\phi\frac{S_P}{\tau^n}F \tag{3-1}$$

其中：

$$\phi = 1-\frac{\mu}{S_P}\tau^n \tag{3-2}$$

以上各式中：

Q_P——设计频率为P的洪峰流量，m^3/s；

S_P——频率为P的暴雨雨力(mm/h)

F——坝趾以上的汇水面积(km^2)

μ——产流历时内流域平均入渗率(mm/h)

τ——流域汇流历时(h)

n——暴雨递减指数

由于在洪水计算中涉及设计频率，而设计频率和上文提到的洪水重现期实际上是一个指标，其换算关系为：洪水重现期＝100/洪水频率。以下涉及到设计频率之处均可以采用以上公式进行转换。

3.2.2 洪水总量

洪水总量按公式(3-3)计算：

$$W_{tp}=1000\alpha_t H_{tp} F \tag{3-3}$$

式中：W_{tp}是频率为p历时为t的洪水总量。F是流域面积，单位为平方公里。

3.2.3 洪水过程线

小流域的设计洪水过程线多简化为某种形式，常用的有三角形概化过程线和概化多峰值三角形过程线。

三角形概化过程线计算简便，但洪水量过分集中，可能脱离实际情况甚远。概化多峰三角形洪水过程线是结合一定的设计雨型计算绘制的，它结合了推理公式的特点，并能反映我国台风季风暴雨洪水的特点，比较切合实际。

概化多峰三角形过程线的基本原理是假定一段均匀降雨可相应产生一个单元三角形洪水过程线，此三角形的面积等于该段降雨产生的洪水量W_t，三角形的底长相当于该段降雨的产流历时之和，而三角形的高即相当于该段降雨产生的最大流量Q_m。把设计雨型按下述时序叠加，即得到概化多峰三角形洪水过程线。

3.2.3.1 设计暴雨时程分配雨型的确定

设计暴雨的时程分配雨型，一方面要能反映本地区大暴雨的特点，另一个方面又要照顾到工程设计上的安全要求。有条件时，可按地区编制的综合标准雨型确定。

当无条件取得雨型资料时，则只能从尾矿库安全运用的角度出发，作一些假定，从而定出H_{24p}的时程分配。

用概化多峰三角形过程线法求解洪水过程线，先假定：

(1)将主雨峰置于设计降雨历时的四分之三或稍后一些的时程上；

(2)次雨峰对称的出现于主雨峰的两侧。

以主雨峰为中心，按公式$H_t=S_p t^{1-n}$确定不同历时t的降雨量(历时t的取值，对于对称区间以内的次雨峰取为两对称时段间各段历时之和，对于对称区间以外的次雨峰则取为计算段起点至一次降雨终点的各段历时之和)。

次雨峰各段的降雨量，对于对称区间以内的次雨峰为

$$H_R=(H_{t_i}-H_{t_{i-1}})/2 \tag{3-4}$$

对于对称区间以外的次雨峰为

$$H_R=H_{t_i}-H_{t_{i-1}} \tag{3-5}$$

3.2.3.2 概化多峰三角形过程线的确定

(1)时段峰量的确定

各段均匀降雨产生的单元峰值流量可按公式(3-6)确定。

$$Q_m=0.566\frac{h_R}{t_c+\tau} \tag{3-6}$$

式中Q_m—时段峰量，立方米/秒

t_c—时段历时，小时

τ — 流域汇流历时，小时

h_R-t_c时段降雨产生的迳流深，毫米

$$h_R=H_R-\mu t_c \tag{3-7}$$

H_R— 时段降雨量，毫米

μ — 土壤入渗率，毫米/小时

(2)主峰段过程线的绘制

主峰段洪水过程线一般可按三点进行概化。有时为了提高计算准确度，则需要根据分析资料按五点进行概化。本章只对三点概化过程线作简单介绍，五点概化过程线在此不作介绍。

三点概化过程线的起点A与时段降雨起点对齐，终点B位于降雨终止后延长一段集流时间τ的地方，最大流量Q_m=Q_P位于时段降雨终止的地方，如图3.6所示。

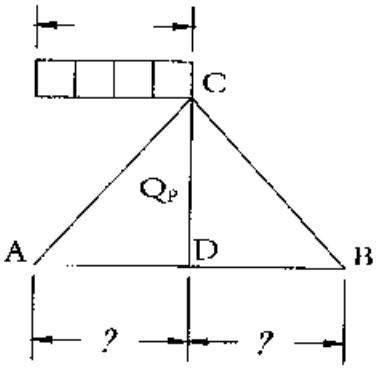


图 3.6 三点概化过程线

(3)次峰段过程线的绘制

单元三角形过程线的起点与该段降雨起点对齐，终点则在该段降雨停止后延长一段集流时间τ 的地方。峰值Q_m出现的位置视该段洪水出现于主雨峰前后而定：如在主雨峰之前，则峰值位于该段降雨的终点位置，如图3.7所示；如在主雨峰之后，则峰值位于该段降雨起点后延一段集流时间τ 的地方，如图3.8所示。

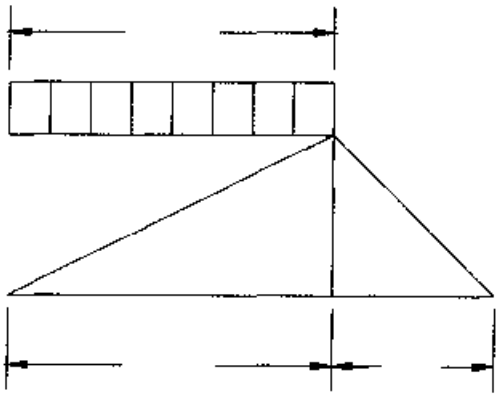


图 3.7 主峰前的次峰过程线

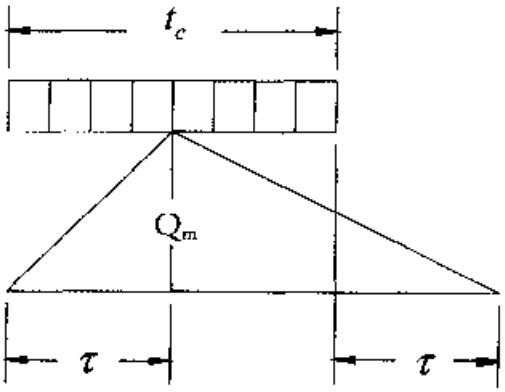


图 3.8 主峰后的次峰过程线

按上述方法计算绘制出各段单元洪水过程线之后，将它们按时序叠加，即可得到以暴雨时程分配雨型为根据的一次暴雨概化多峰三角形洪水过程线。

以某铜矿尾矿库的为例，根据式(3-1)、式(3-2)和式(3-3)进行洪峰流量与洪水总量的计算。在此基础上进行洪水过程线的绘制。

3.2.4 洪峰流量与洪水总量的确定

江西某铜矿尾矿库目前的坝顶高程已接近原设计最终高程，该库已进入到中后期营运阶段，按规范规定III级库应按200～500年一遇的防洪标准进行设计。而校核排洪系统则选用1000年一遇的洪水标准。目前的尾矿库在没有扩容加高之前是IV级库，在加高到一定高度后成为III级库，考虑到情况的特殊性，为便于计算，分别按频率P=1%和P=1‰对新旧两套排洪系统进行校核。

有关参数是根据江西水文手册提供的数据，并结合当地气象站资料加以修正，有关参数如下：

最大日平均降雨量$\overline{H}_{24}$=112毫米(根据某县1980～2003年降雨量资料)；

最大日降雨量187.8毫米；

暴雨递减指数t<1小时，n_1=0.53，t>1小时，n_2=0.65；

变异系数C_v=0.55，离差系数C_S=3.5C_v；

汇流参数m=0.8，流速系数N=0.5；

尾矿库库区汇水面积：由地形图可以得到，见表3.2；

表 3.2 坝顶高程与汇水面积关系表

坝顶高程(m)	118	125	130	135
汇水面积 (km^2)	0.247	0.234	0.225	0.214

$$\mu=(1-\alpha_{24})\frac{H_{24p}}{24} \tag{3-8}$$

$$H_{24p}=K_p\overline{H}_{24} \tag{3-9}$$

式中：α_{24} —历时24小时的降雨迳流系数，查《尾矿设施设计参考资料》中的附表得α_{24}=0.85；

H_{24P}—频率为P的24小时降雨量(mm)；

$\overline{H}_{24P}$— 年最大24小时降雨量均值(mm)；

K_p — 模比系数；

由C_y=0.55，C_S=3.5C_y，P=1%查表得到K_P=$K_{1\%}$=2.96，由C_y=0.55，C_S=3.5Cy，P=1‰查表得到K_P=$K_{1‰}$=4.20。洪水总量计算所采用的公式为：

$$W_{tP}=1000\alpha_t H_{tP}F \tag{3-10}$$

式中：W_{tP}是频率为p历时为t的洪水总量。

根据式(3-1)～(3-4)与上述参数进行洪峰流量与洪水总量的计算。

(1)当P=1%时：

H_{24P}= $K_P\overline{H}_{24}$=2.96×112=331.5 (mm)

μ (1 α_{24}) $\frac{H_{24P}}{24}$=2.072

τ=0.278L/V， L=$\sqrt{\frac{F}{\pi}}$=0.2804km，

V—汇流速度，根据参考资料和经验取V=0.5m/s，由上式可得：τ=0.156(h)

S_P=$\frac{H_{24P}}{24^{1-n_2}}$=109.00 (mm/h)

$$\phi=1-\frac{\mu}{S_P}\tau^n=0.994$$

t=24 小时>1 小时，故 n=n_2=0.65，则洪峰流量 Q_P 为：

$$Q_P=\frac{1}{3.6}\Phi\frac{S_P}{\tau^n}F=24.90\ (m^3/s)$$

当 t=24 小时即一日对应的洪水总量 W_{24P} 为：

$$W_{24P}=1000\alpha_{24}H_{24P}F$$

(2) 当P=1‰时

$$H_{24P}=K_P\overline{H}_{24}=4.20\times112=470.4\ (mm)$$

$$\mu=(1-\alpha_{24})\frac{H_{24P}}{24}=2.94$$

τ=0.278L/V，计算方法同 P=1%时，则 τ=0.156 (h)

$$S_P=\frac{H_{24P}}{24^{1-n_2}}=154.67\ (mm/h)$$

$$\phi=1-\frac{\mu}{S_P}\tau^n=0.998$$

t=24小时>1小时，故n=n_2=0.65，则洪峰流量Q_P为：

$$Q_P=\frac{1}{3.6}\Phi\frac{S_P}{\tau^n}F=35.43\ (m^3/s)$$

同理，当t=24小时即一日对应的洪水总量W_{24P}为：

$$W_{24P}=1000\alpha_{24}H_{24P}F$$

根据上述计算可知不同坝顶高程情况下的洪峰流量与洪水总量，计算结果如表3.3所示。

表 3.3　　洪峰流量与洪水总量计算结果

洪水概率 P	洪峰流量 QP (m^3/s)	洪水总量W_{24P} (m^3)			
		118m	125m	130m	135m
P=1%	24.90	69603	65940	63403	60304
P=1‰	35.43	98760	93562	89963	85565

3.2.5 洪水过程线的绘制

采用概化多峰过程线法进行洪水过程线绘制，主峰段洪水过程线采用三点进行概化。以主雨峰为中心，按公式$H_t = S_p t^{1-n}$确定不同历时t的降雨量(历时t的取值，对于对称区间以内的次雨峰取为两对称时段间各段历时之和，对于对称区间以外的次雨峰则取为计算段起点至一次降雨终点的各段历时之和)。

次雨峰各段的降雨量，对于对称区间以内的次雨峰$H_R = (H_t - H_{t_c})/2$，对于对称区间以外的次雨峰为：$H_R = H_t - H_{t_c}$。不同降雨概率下调洪参数表见表3.4。

表 3.4　　不同频率下调洪参数表

	H_{24P}(mm)	S_P(mm/h)	τ (h)	μ
p=1%	331.5	109.00	0.156	2.072
p=1‰	470.4	154.67	0.156	2.24

降雨过程分段取主雨峰段历时$t_c = \tau$ =0.89小时，次雨峰段历时$t_c = 6\tau$ =5.34小时。将主雨峰置于降雨历时的3/4时程上，并取t_4=17.77小时。以下按降雨概率的不同分两种情况进行计算，不同降雨概率情况下，暴雨按时程分配及各段峰量计算表见表3.5、表3.6、表3.7及表3.8。

p=1% ， S_P =109.00(mm/h)

表3.5　　p=1%暴雨按时程分配及各段峰量计算表

分段类别	段号	t_c (小时)	T(小时)	t^{1-n}	H_t (毫米)	H_{ti}-H_{ti-1}	H_R (毫米)
主雨峰段	1	0.89	0.89	0.95	103.22	103.22	103.22
对称区间以内的次雨峰段	2	5.34	11.57	2.36	256.80	153.58	76.79
对称区间以外的次雨峰段	3	5.34	16.91	2.69	293.32	36.52	36.52
	4	7.09	24	3.04	331.47	38.15	38.15

注：表中n的取值，当t<1小时，n=0.53,t>1 小时，n=0.65。

p=1‰， S_P=154.67(mm/h)

表3.6　　p=1‰暴雨按时程分配及各段峰量计算表

分段类别	段号	t_c（小时）	T(小时)	t^{1-n}	H_t（毫米）	$H_{ti}-H_{ti-1}$	H_R（毫米）
主雨峰段	1	0.89	0.89	0.95	146.47	146.47	146.47
对称区间以内的次雨峰段	2	5.34	11.57	2.36	364.40	217.93	108.97
对称区间以外的次雨峰段	3	5.34	16.91	2.69	416.22	51.81	51.81
	4	7.09	24	3.041	470.35	54.13	54.13

注：表中n的取值，当t<1小时，n=0.53,t>1 小时，n=0.65。

p=1% ， μ =2.072， τ =0.156(h)

$h_R = H_R - \mu t_c$

$h_R - t_c$ 时段降雨产生的径流深，毫米。

表 3.7　　p=1%暴雨按时程分配及各段峰量计算表

分段类别	段号	μt_c（毫米）	h_R（毫米）	$t_c+\tau$（小时）	$h_R F$	$0.556 h_R F$	Q（米 / 秒）
主雨峰段	1	1.84	103.22	1.05	25.50	14.18	13.55
对称区间以内的次雨峰段	2	11.06	76.79	5.50	18.97	10.55	1.92
对称区间以外的次雨峰段	3	11.06	36.52	5.50	9.02	5.01	0.91
	4	14.69	38.15	7.25	9.42	5.24	0.72

p=1‰ ， μ=2.94，τ=0.156(h)

表 3.8 p=1‰暴雨按时程分配及各段峰量计算表

分段类别	段号	μt_c (毫米)	h_R (毫米)	$t_c+\tau$ (小时)	$h_R F$	$0.556 h_R F$	Q (米/秒)
主雨峰段	1	2.62	143.85	1.046	35.53	19.76	18.89
对称区间以内的次雨峰段	2	15.70	93.27	5.496	23.04	12.81	2.33
对称区间以外的次雨峰段	3	15.70	36.11	5.496	8.92	4.96	0.90
	4	20.84	33.29	7.246	8.22	4.57	0.63

由以上计算可得不同频率洪水的来水过程线，见图3.9及图3.10。

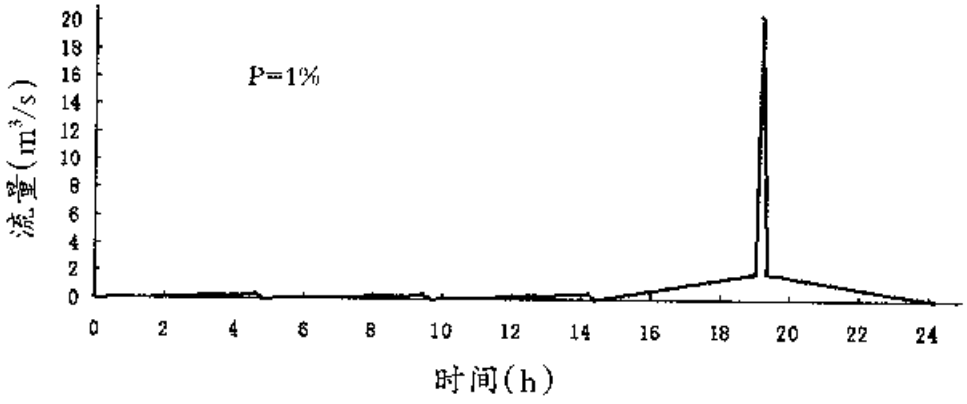


图 3.9 P=1%暴雨时程分配雨型及洪水过程线

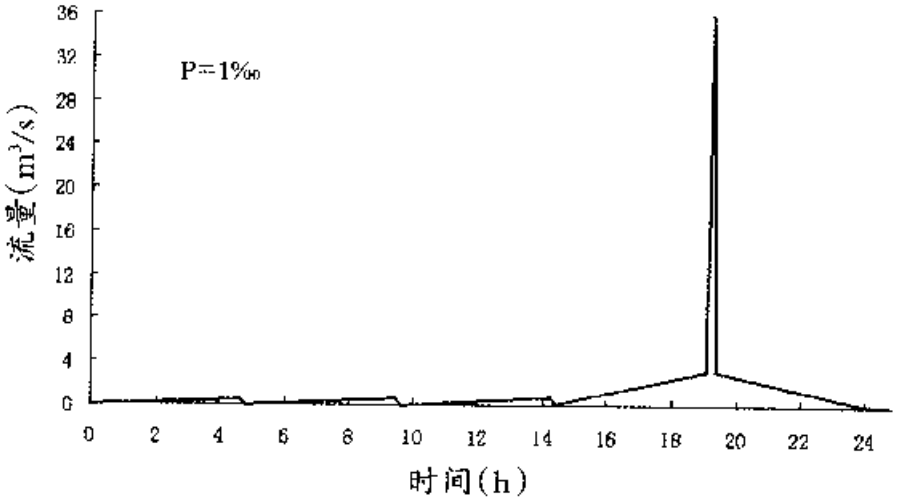


图 3.10 P=1‰校核洪水暴雨时程分配雨型及洪水过程线

§ 3.3 调洪演算及算例

调洪演算的目的视根据既定的排水系统确定所需要的调洪库容及泄洪流量。对于已建成的尾矿库可以检验调洪库容和排水构筑物是否满足要求。对于一定的来洪过程线，排水构筑物愈小，所需要的调洪库容就愈大，坝也就愈高。

常用的尾矿库的调洪演算有数解法和图解法两种，本章着重介绍数解法。

3.3.1 调洪演算数解法

对于一般情况的尾矿库调洪演算，可根据来水过程线和排水构筑物的泄流量与尾矿库的蓄水量关系曲线，通过水量平衡计算求出泄洪过程线，从而定出泄洪流量和调洪库容。

尾矿库内任意一时段Δt的水量平衡方程式如公式3-11所示。

$$\frac{1}{2}(Q_1+Q_2)\Delta t-\frac{1}{2}(q_1+q_2)\Delta t=V_2-V_1 \tag{3-11}$$

式中Q_1、Q_2 —时段始、终尾矿库的来洪流量(m^3/s)；

q_1、q_2 —时段始、终尾矿库的蓄洪量(m^3/s)；

V_1、V_2 —时段始、终尾矿库的蓄洪量(m^3/s)。

令$\overline{Q}=\frac{1}{2}(Q_1+Q_2)$，将其代入公式(3-11)，整理后得到：

$$V_2+\frac{1}{2}q_2\Delta t=\overline{Q}\Delta t+(V_1-\frac{1}{2}q_1\Delta t) \tag{3-12}$$

求解式(3-12)可列表计算，但是需要预先根据泄流量、库水位及调洪库容之间的关系绘出$q\rightarrow V+\frac{1}{2}q\Delta t$和$\overline{q}\rightarrow V-\frac{1}{2}q\Delta t$辅助曲线备查。

对于尾矿库的排水系统的泄流量计算可以按照水力学的方法进行计算即可，此处不再详细的介绍。

3.3.2 调洪演算算例

还是以某铜矿尾矿库作为算例进行调洪演算[23]。

从库区地形图可求得库水位高度H与水面面积S的相互关系，如表3.9所示：防洪库容量可由以下近似的计算公式算得：

$$V=(S1+S2)\Delta H/2 \tag{3-13}$$

式中：S_1—起始水位的水面面积；

S_2—计算水位的水面面积；

表 3.9 库水位与水面面积关系

库水位 H(m)	水面面积 S(km²)	防洪库容(×10⁴m³)
117.0	0.062	
117.5	0.127	4.73
118.0	0.183	12.25

由此可得尾矿库调洪库容曲线。

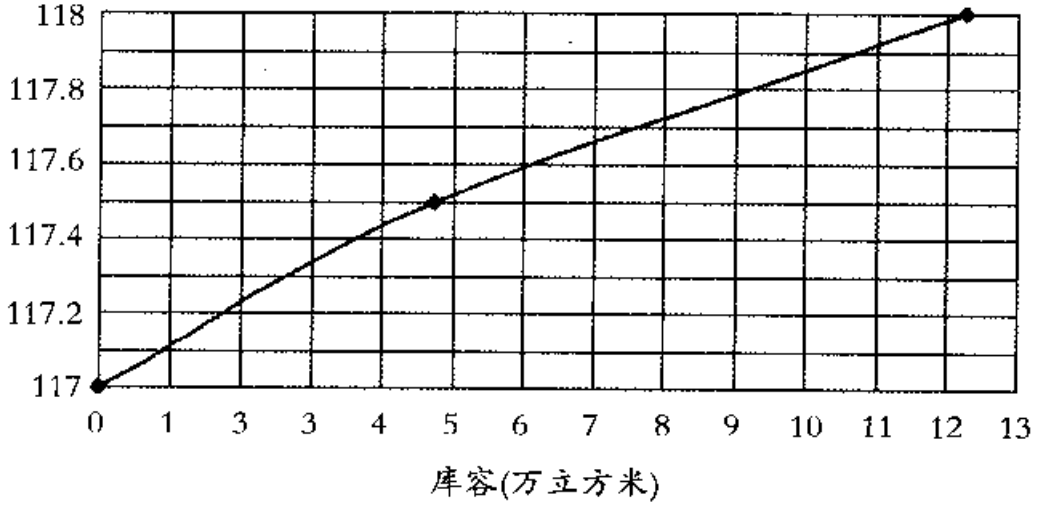


图 3.11 水位库容关系图

不同库水位下的自由出流。

由于出水井的水头较低，所以可以按自由出流计算：

$$Q = n_c m \varepsilon b_c \sqrt{2g} H_y^{1.5} \tag{3 14}$$

n_c—同一横断面上排水口的个数；

ε —侧向收缩系数，$\varepsilon = 1 - 0.2\zeta_0 \frac{H_y}{b_c}$

ζ_0—系数取0.8（出水井墩头部为矩形）；

b_c——一个排水口的宽度(m)；

m —堰流系数；

$m = \frac{\delta}{H_y} < 0.67$时，按薄壁堰计算，$m = 0.405 + \frac{0.0027}{H_y}$

$\frac{\delta}{H_y} > 0.67$时，按实用堰计算，$m = 0.36 + 0.1[(2.5 - \frac{\delta}{H_y})/(1 + \frac{2\delta}{H_y})]$

δ——堰顶宽度，米；$b_c=\frac{\pi D}{4}-0.3$　　D=3.4米

因此：

$$Q_c=42m(1-0.068H_v)H_v^{1.5} \tag{3-15}$$

表 3.10　　不同库水位时的自由泄流量计算表

H (m)	Q (m^3/s)	V (m^3)	$\frac{1}{2}q\Delta t$ (m^3)	$V+\frac{1}{2}q\Delta t$ (m^3)	$V-\frac{1}{2}q\Delta t$ (m^3)
117.1	0.5	9000	900	9900	8100
117.2	1.49	18000	2682	20682	15318
117.3	2.63	27000	4734	31734	22266
117.4	4.09	36000	7362	43362	28638
117.5	5.68	46500	10224	56724	36276
117.6	7.41	61500	13338	74838	48162
117.7	9.44	76000	16992	92992	59008
117.8	11.72	92000	21096	113096	70904
117.9	13.74	108000	24732	132732	83268
118.0	16.05	122500	28890	151390	93610

表 3.11　　辅助曲线计算表

库水位 (m)	117	117.1	117.2	117.3	117.4	117.5	117.6	117.7	117.8	117.9	118
Hy	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
$H_y^{1.5}$	0	0.03	0.09	0.16	0.25	0.35	0.46	0.59	0.72	0.85	1
m	0	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.41	0.41	0.41
$0.068H_y$	0	0.01	0.01	0.02	0.03	0.03	0.04	0.05	0.05	0.06	0.07
$1-0.068H_y$	0	0.99	0.99	0.98	0.97	0.97	0.96	0.95	0.95	0.94	0.93
Q_c	0	0.50	1.49	2.63	4.09	5.68	7.41	9.44	11.72	13.74	16.05

$v+\frac{1}{2}q\Delta t$和$v-\frac{1}{2}q\Delta t$。根据计算结果绘出辅助曲线图3.12。

调洪演算采用水量平衡法，尾矿库内任一时段Δt的水量平衡方程式

$$\frac{1}{2}(Q_s+Q_z)\Delta t-\frac{1}{2}(q_s+q_z)\Delta t=V_z-V_s \tag{3-16}$$

Q_s、Q_z—时段始、终尾矿库的来洪流量(m^3)；

q_s、q_z—时段始、终尾矿库的来洪流量(m^3)；

根据求得的不同库水位时的泄流量及相应的调洪库容，取Δt=3600s，计算

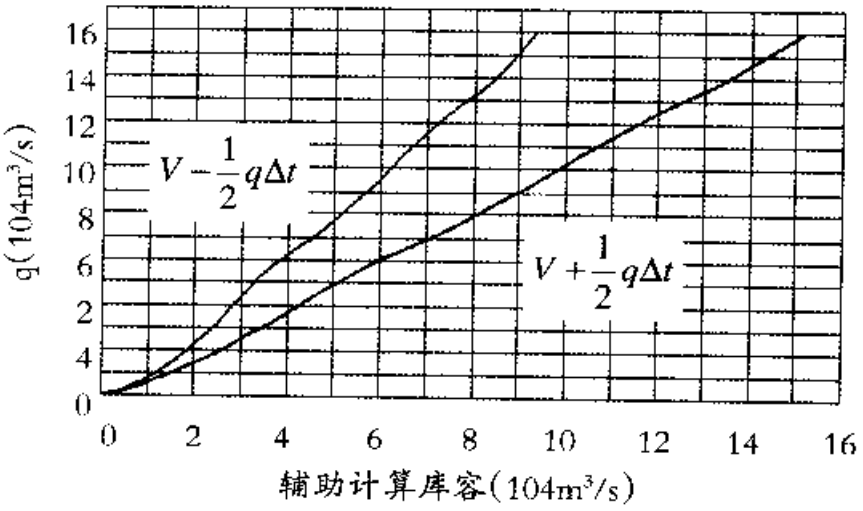


图 3.12 计算辅助关系曲线图

V_s、V_z—时段始、终尾矿库的来洪流量(m^3/s)；

令$\bar{Q}=\frac{1}{2}(Q_s+Q_z)$，将其代入上式，得

$$V_z+\frac{1}{2}q_z\Delta t=\bar{Q}\Delta t+(V_s-\frac{1}{2}q_s\Delta t) \tag{3-17}$$

按以下求得的值列表进行调洪演算，具体见表3.12、表3.13。

将洪水过程线Q-t数据列于1、2栏，取Δt=3600秒计算$\bar{Q}\Delta t$列于4栏。其余各栏计算如下：

0—1时段起点(时序t=0)Δt=0，$\therefore \bar{Q}\Delta t$=0，$q_0$=0

V_0=0，$V_0\pm\frac{1}{2}q_0\Delta t$=0

0—1(时序t=0)按公式(3-9)

$V_1+\frac{1}{2}q_1\Delta t=\bar{Q}\Delta t+(V_0-\frac{1}{2}q_0\Delta t)$……以下依次类推

表 3.12　　p=1%时的调洪演算表

T	Q (m³/s)	$\bar{Q}$ (m³/s)	$\bar{Q}\Delta t$ (m³)	$V+\frac{1}{2}q\Delta t$ (m³)	Q (m³/s)	$V-\frac{1}{2}q\Delta t$ (m³)
t0	0	0.025	0	0	0	0
t1	0.05	0.075	90	90	0.022	10
t2	0.1	0.125	270	280	0.074	12
t3	0.15	0.175	450	462	0.121	27
t4	0.2	0.225	630	657	0.167	55
t5	0.25	0.275	810	865	0.214	94
t6	0.3	0.325	990	1084	0.259	150
t7	0.35	0.375	1170	1320	0.308	210
t8	0.4	0.425	1350	1560	0.345	317
t9	0.45	0.24	1530	1847	0.402	400
t10	0.03	0.115	864	1264	0.293	210
t11	0.2	0.275	414	624	0.159	53
t12	0.35	0.43	990	1043	0.256	120
t13	0.51	0.59	1548	1668	0.364	357
t14	0.67	0.47	2124	2481	0.477	764
t15	0.27	0.535	1692	2456	0.470	764
t16	0.8	1.03	1926	2690	0.500	889
t17	1.26	1.56	3708	4597	0.589	2475
t18	1.86	10.93	5616	8091	0.465	6417
t19	20	11.1	39348	45765	3.681	32513
t20	2.2	1.95	39960	72473	8.779	40868
t21	1.7	1.45	7020	47888	4.024	33400
t22	1.2	0.935	5220	38620	2.655	29063
t23	0.67	0.335	3366	32429	1.961	25368
t24		0	1206	26574	……	

表3.13 p=1‰时的调洪演算表

t	Q (m³/s)	$\bar{Q}$ (m³/s)	$\bar{Q}\Delta t$ (m³)	$V+\frac{1}{2}q\Delta t$ (m³)	Q (m³/s)	$V-\frac{1}{2}q\Delta t$ (m³)
t0	0	0	0	0	0	0
t1	0.07	0.035	126	126	0.032	10
t2	0.14	0.105	378	388	0.102	20
t3	0.21	0.175	630	650	0.166	53
t4	0.28	0.245	882	935	0.229	110
t5	0.35	0.315	1134	1244	0.296	179
t6	0.42	0.385	1386	1565	0.347	317
t7	0.49	0.455	1638	1955	0.406	492
t8	0.56	0.525	1890	2382	0.466	705
t9	0.63	0.595	2142	2847	0.526	955
t10	0.05	0.34	1224	2179	0.441	594
t11	0.27	0.16	576	1170	0.237	317
t12	0.5	0.385	1386	1703	0.374	357
t13	0.72	0.61	2196	2553	0.480	826
t14	0.95	0.835	3006	3832	0.585	1726
t15	0.36	0.655	2358	4084	0.580	1995
t16	1.06	0.71	2556	4551	0.577	2475
t17	1.75	1.405	5058	7533	0.503	5722
t18	2.45	2.1	7560	13282	0.430	11733
t19	28	15.225	54810	66543	7.400	40000
t20	2.91	15.455	55638	95638	15.000	41621
t21	2.23	2.57	9252	50873	4.521	34598
t22	1.56	1.895	6822	41420	3.34	30499
t23	0.88	1.22	4392	34891	2.211	26933
t24	0.2	0.54	1944	28877	1.613	23070
t25		0.1	360	23430	……	

由上表可知最大泄流量出现于时序20，q=8.779立方米/秒，所以，p=1%所需调洪库容为：V=72473-1/2*8.779*3600=56671立方米。查库容水位曲线可知此库容对应的防洪水位为117.6米。同理可求得p=1‰洪水位时的调洪演算。从表中可以看出最大泄流量出现于时序20，q=15.000立方米/秒，所需调洪库容为V=95638-1/2*15*3600=68638立方米。查库容水位曲线可知对应的防洪水位为117.9米。

以上结果表明在洪水运行时的超高已经小于最小安全超高0.5米的要求，所以该排洪系统已经不能满足要求，不过该尾矿库的新建排水系统即将启用。

以下是对各假设的坝顶高程，用新建成的排水系统进行调洪验算，不同的假设坝顶高程情况下库水位高度H与水面面积S和防洪库容的相互关系如表3.14所示：

表3.14　　库水位与水面面积及防洪库容的关系

库水位 H(m)	水面面积 S(km²)	防洪库容(万立方米)
123.5	0.136	
125.0	0.198	25.5
128.5	0.131	
130.0	0.187	23.9
133.5	0.124	
135.0	0.172	22.2

各坝顶高程下水位与库容的关系如图3.13所示（其中相对水位表示洪水水位离各种坝高情况下假定的正常水位的高差）：

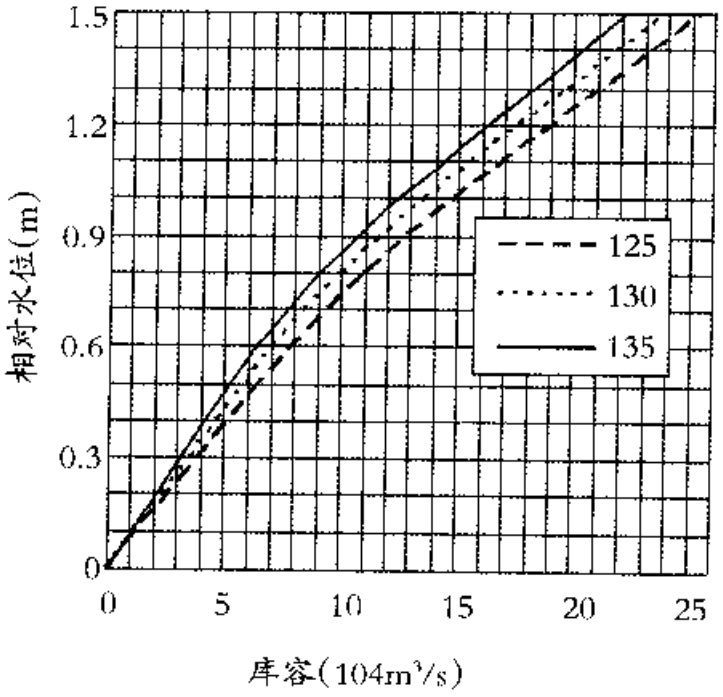


图3.13 相对水位及库容关系曲线图

各坝顶高程情况下的调洪演算方法同118m高程时所使用的方法，具体计算结果如下：

辅助曲线计算表如下：

表 3.15 不同相对库水位下泄流量表

相对库水位	0	0.5	1	1.5
H_y	0	0.5	1.0	1.5
$H_y^{1.5}$	0	0.35	1	1.84
m	0	0.58	0.41	0.41
$0.056H_y$	0	0.028	0.056	0.084
$1-0.056H_y$	0	0.972	0.944	0.916
Q_c	0	14.88	29.18	52.1

表 3.16　　辅助曲线计算表

H	Q	V	$\frac{1}{2}q\Delta t$	$V+\frac{1}{2}q\Delta t$	$V-\frac{1}{2}q\Delta t$
123.5	0	0	0	0	0
124.0	14.88	95000	26784	121784	68216
124.5	29.18	170000	52452	222452	117548
125.0	52.10	255000	93780	348780	161220

辅助曲线如下：

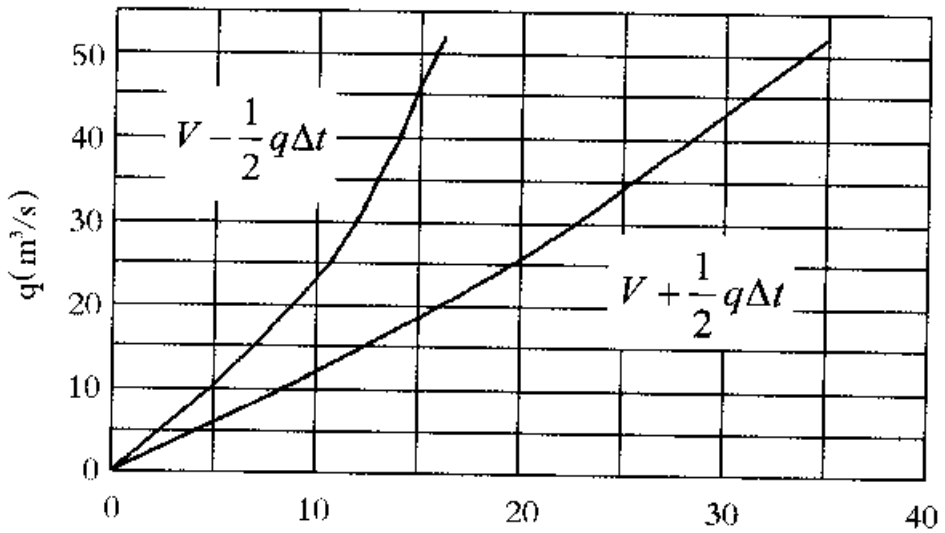


图3.14 计算辅助曲线

计算方法同旧排洪系统的计算方法，最后计算结果由图3.13相对水位及库容关系曲线图查得相应的洪水运行时的洪水水位分别为123.93m，128.97m，134.02m。

由规范可知新建排洪系统在不同的坝顶高程下均满足调洪要求。

第四章　尾矿材料物理力学特性研究

§4.1 尾矿材料的物理特性

4.1.1 基本物性指标

材料的基本物性指标可以反映材料的基本状况，也可以间接的反映材料的力学特性和渗透特性。对于尾矿坝一般要求尽量取得原状试样进行试验，除此以外还有要求了解原尾矿材料的颗粒组成特性，则要求取得向尾矿坝排放的全尾矿样品。全尾矿可以从尾矿坝的放矿支管取得，对取得的全尾矿进行基本物性指标测定，了解其基本物质组成和颗粒组成。以某铜矿为例，全尾矿的化学元素分析见表4.1。将取得的全尾矿经过风干后洗盐再烘干，将烘干尾矿样过0.074mm孔径的筛，分为粗细两种尾矿材料，进行比重试验和相对密度试验，得出的基本物性指标见表4.2。

表 4.1　　尾矿化学多元素分析表

元 素	Cu	Pb	Zn	Bi	S	As	Mn	Ge	Te	P	Sn
含量(%)	0.092	0.08	0.07	0.037	3.25	0.011	0.0021	0.0019	0.0027	0.0042	0.008
元 素	SiO_2	Al_2O_3	Co	TFe	CaO	MgO	Au (g/t)	Ag (g/t)	Fe_2O_3	MnO_2	TiO_2
含量(%)	60.10	6.28	0.0008	13.929	4.98	3.86	0.061	20.41	7.93	0.009	0.036

从表4.2可以看出，细颗粒尾矿材料的比重略大于粗颗粒的比重，张建隆[24]研究指出尾矿砂的比重较一般砂土(石英砂)要高，粒度越细比重越大，这与试验结果也是相符合的，笔者认为其原因是无论粗颗粒尾矿材料还是细颗粒尾矿材料均来源于相同的矿石，在选矿后磨碎程度的不同就得到颗粒粗细不同的尾矿材料，尾矿材料颗粒越细，则矿石的内孔隙释放越多，故比重越大。而细颗粒尾矿材料的最大最小干容重均小于粗颗粒材料的干容重，这些指标为进一步制备不同密度的试样提供数据基础。

表 4.2　　尾矿材料的物理性质指标范围

材料名称	比重	最大干容重	最小干容重	最大孔隙比	最小孔隙比
	G_s	$\gamma_{d\max}(KN.m^{-3})$	$\gamma_{d\min}(KN.m^{-3})$	e_{max}	e_{max}
粗粒尾矿材料	3.02	17.8	13.4	1.254	0.697
细粒尾矿材料	3.04	17.5	10.7	1.841	0.737
全尾矿材料	3.03	18.6	14.8	1.047	0.629

4.1.2 颗粒组成分析

尾矿是经磨碎的选矿弃物，呈粉细砂土状，是尾矿坝坝体的构筑材料，其颗粒组成决定坝体的渗透性能、压缩和剪切强度性能以及材料的抗液化性能，因而也就决定着坝体的静力和动力稳定性。图4.1为尾矿材料筛分后的颗粒直径小于0.074mm的部分进行密度计法进行颗粒分析试验。



图 4.1 颗粒分析试验

对于尾矿材料的物理力学性质，颗粒分析结果是必不可少的基本试验，从中可以了解尾矿材料的构成情况以及其液化可能性等等。以前面提到的全尾矿为例，将其进行筛分，并将原尾矿和粗细颗粒尾矿的颗粒分析结果给出，试验结果如图4.2所示。从图4.2中可知，粗粒尾矿料的颗粒主要分布在0.1mm～0.3mm之间，这个范围

内的颗粒含量占到总量的80%以上；细粒尾矿料的颗粒基本都分布在颗粒直径大于0.01mm小于0.074mm这个范围，所占比例为96.2%。根据筛分时得到的两种材料的重量，可以知道筛分以前的材料，即全尾矿料的颗粒级配曲线。两种材料的级配常数见表4.3。从表4.3可以看出，不论是全尾矿材料还是经0.074mm筛分后的粗粒尾矿料和细粒尾矿料，它们的不均匀系数Cu均小于5，曲率系数Cs在0.9～1.1之间变化，都属于级配较差的土样，液化的可能性大。如果在放矿的过程中发生沉积分选，则材料将向粗粒尾矿料和细粒尾矿料这两种材料靠近，其液化的可能性进一步提高。以下给出的颗分例子是一个比较典型的上游法尾矿坝中的尾矿材料的颗分情况，不同的选矿工艺会产生不同颗粒分布的尾矿，随着选矿工艺的不断发展，现在尾矿材料的平均粒径朝着越来越细的方向发展，细粒尾矿的力学特性比粗颗粒尾矿要差，而且不易固结，这为细粒堆筑尾矿坝特别是堆筑高尾矿坝带来了困难，本书的第八章对细粒筑坝问题有更为详细的介绍。

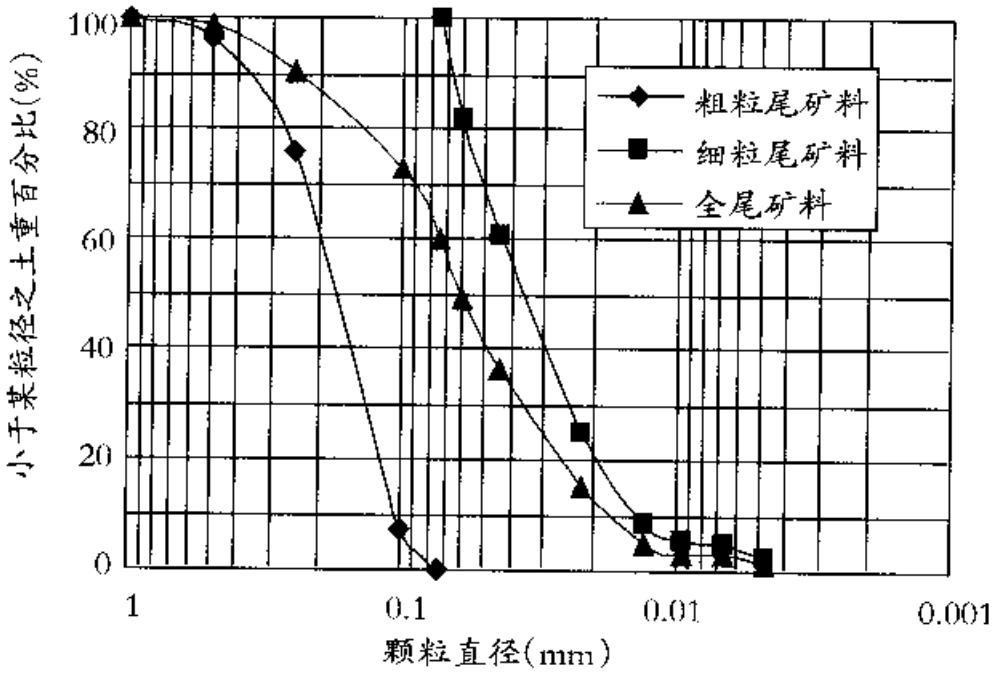


图4.2 尾矿材料颗粒分析曲线

表 4.3　　尾矿材料的级配常数

材料名称	D_{60}/mm	D_{50}/mm	D_{30}/mm	D_{10}/mm	$C_u=D_{60}/D_{10}$	$K_s=D_{30}^2/(D_{10}\ D_{60})$
粗粒尾矿料	0.215	0.193	0.149	0.105	2.05	0.98
细粒尾矿料	0.043	0.037	0.025	0.014	3.07	1.04
全尾矿料	0.074	0.062	0.036	0.018	4.11	0.97

§ 4.2 尾矿材料的静力特性

4.2.1 试样制备和试验方法

三轴试验的原状样用钢丝锯和削土刀将其削成直径为39.1mm，高度为80mm的圆柱型试样，先经抽气而后施加反压使其饱和，然后在应变控制式三轴仪上进行剪切试验。人工制备样是将粗细尾矿材料和全尾矿材料烘干，然后根据预先设定的密度，制备试验用的尾矿材料试样。制备方法采用多层干装，分五层压实，具体要求按照《土工试验规程，SL237-1999》[22]进行。试样的尺寸均按直径39.1mm，高度80mm圆柱型试样控制。装样完成后进行饱和，先用水头法而后施加反压使其饱和，在B值达到要求后进行固结，固结采用的是各向等压固结。固结完毕后施加偏应力$\sigma_1-\sigma_3$进行不排水三轴剪切试验，σ_1为轴向应力，σ_3为围压。试验采用应变式控制，剪切速率为0.073mm/min ，当应力应变关系曲线出现峰值时，剪切继续进行至5%的轴向应变时停止；若无明显峰值则当轴向应变达到15%时停止剪切。

其他的固结试验和渗透试验的备样与试验方法在此不再做详细的介绍，具体的要求都是按照《土工试验规程，SL237-1999》[22]进行，渗透系数测定的试验方法采用的是变水头法。

4.2.2 尾矿材料的压缩特性

固结试验可以测得尾矿材料的压缩系数和固结系数，这些参数在对尾矿坝进行固结分析的时候是必不可少的。试验的具体方法以土工试验规程为参照，用固结试验测定试样在有侧限与单向排水条件下压力和变形的关系，从而求得尾矿材料的各种压缩性指标，试验加荷最高至2MPa，固结稳定标准为试样变形量表读数每小时不大于0.005mm。

对饱和的粗、细颗粒尾矿材料和全尾矿材料进行了固结试验，参考原状尾矿样的干密度的统计资料，取三种尾矿材料的起始干密度为1.45g/cm^3，试验结果见图4.3、图4.4及表4.4，从表4.4可以看出，三种尾矿材料的压缩系数$a_{v1\ 2}$在0.246～0.273Mpa^{-1}之间，均属于中等压缩性。文献[4]提供的关于尾矿的统计资料表明大多数尾矿料属于中等压缩性这个范畴，故该尾矿料具有一定的代表性。

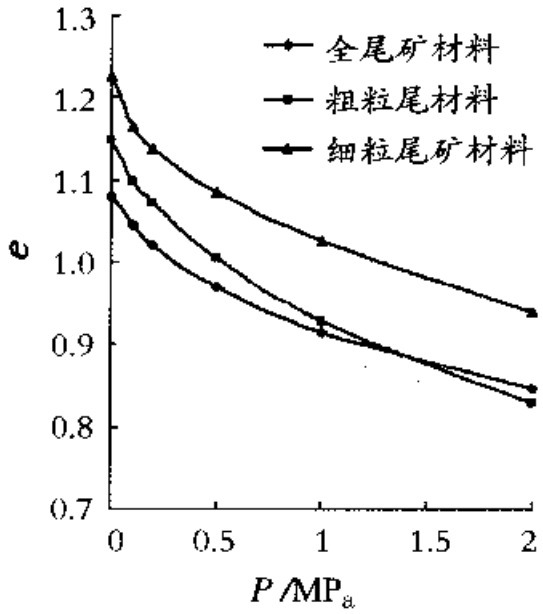


图4.3 e~p压缩曲线

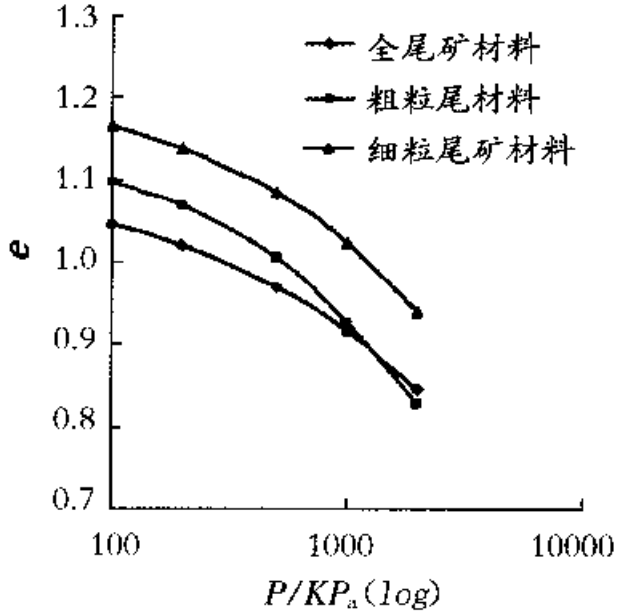


图4.4 e~logp压缩曲线

表 4.4 尾矿材料压缩试验结果

		全尾矿材料	粗粒尾矿材料	细粒尾矿材料
压缩系数 /MPa^{-1}	$a_{v1\text{-}2}$	0.246	0.273	0.265
	a_v 平均	0.224	0.259	0.253
固结系数 /cm^2·s^{-1}	c_v 平均	0.364	1.183	0.168

饱和尾矿砂性材料的固结表现为加压后下沉几乎是瞬时完成，这种尾矿材料的固结速率很快，压缩量达95%时仅需几分钟。因此可以认为尾矿砂性材料的沉降在施加上部荷载后即可基本稳定，其后期的沉降量很小。但是对于尾矿泥类的材料，其固结的完成将会比砂性尾矿固结所需的时间要长很多。由于尾矿砂固结速率很快，在固结试验中直接求固结系数非常困难。但可以借助于关系式 $C_v = Km_v/\gamma_w$，间接求得 C_v 之值，式中K为渗透系数，m_v 为体积压缩模量，γ_w 为水的容重。

4.2.3 尾矿材料的渗透特性

尾矿材料的渗透性关系到尾矿坝的渗透稳定问题。许多尾矿坝就是因为发生渗透变形而使尾矿坝稳定性条件变坏，甚至造成垮坝事故。因此了解尾矿材料的渗透性具有重要的意义。为此，对于尾矿坝的稳定性评价就包含渗透稳定性评价，渗透稳定性评价建立在浸润线的形态及尾矿材料性质的基础之上，要分析不同工况

下的渗流场，渗透系数是一个不可缺少的参数。一般的尾矿材料用普通渗透仪在常水头或是变水头下进行渗透试验，以求得实验室条件下的尾矿材料的渗透系数。当尾矿材料有一定溶解度时，要使用不使其溶解的油类或是饱和的溶液进行试验。

通过比较几个尾矿坝的渗透试验结果可知：尾矿材料的渗透性与其相对密度密切相关，也随颗粒的粗细不同而异。例如，对于相对密度为60%取自某铜矿尾矿坝的粗颗粒尾矿材料、全尾矿材料和细颗粒尾矿材料，其渗透系数分别为：1.16×10^{-4}cm/s，5.32×10^{-5}cm/s 和9.43×10^{-6}cm/s，粗细尾矿材料渗透系数相差近10倍多。

对取自于某铜矿的原状尾矿砂进行了渗透试验研究，渗透系数的试验结果见表4.5。从表4.5可以看出从尾细砂、尾粉砂、尾亚砂、尾轻亚粘到尾矿泥，渗透系数都有依次减小的趋势，且水平渗透系数约为垂直渗透系数的4倍，其水平渗透系数和垂直方向的渗透系数都有明显的差别，只是其水平渗透系数比垂直方向的渗透系数大多少与尾矿库的具体放矿和堆坝条件以及矿物本身有关。取得各种尾矿材料的渗透系数的试验数据为后续坝体的渗流分析提供了必要的数据。

表 4.5　　尾矿材料渗透系数

土类名称			尾细砂	尾粉砂	尾亚砂	尾轻亚粘	尾矿泥
渗透系数 /10^{-5}cm. s^{-1}	水平	K_x	16.34	7.26	5.32	3.46	0.64
	垂直	K_v	4.34	1.86	1.54	0.86	0.15

4.2.4 尾矿材料的抗剪强度特性

为了了解尾矿材料的强度特性，一般要对现场取得的原状尾矿材料和扰动的尾矿样进行原状尾矿样三轴剪切试验和制备尾矿样的三轴剪切试验。三轴剪切试验包含固结不排水试验(CU)和固结排水试验(CD)以及不固结不排水试验(UU)。不同的试验可以得到不同的抗剪强度参数。除了进行一定数量的三轴剪切试验以外，还要进行大量的直接剪切试验，直接剪切试验又分为直接快剪和固结快剪等，图4.5与图4.6直剪试验和三轴剪切试验的实验室照片。

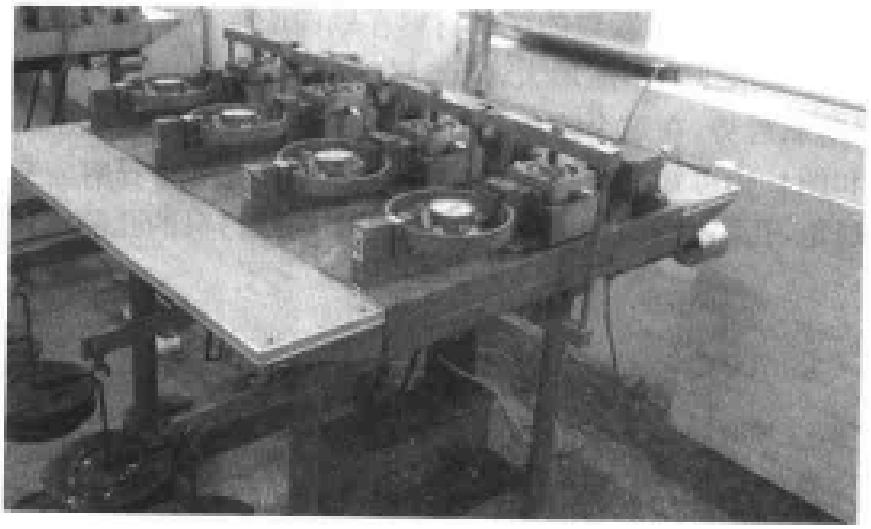


图 4.5 固结直接剪切试验

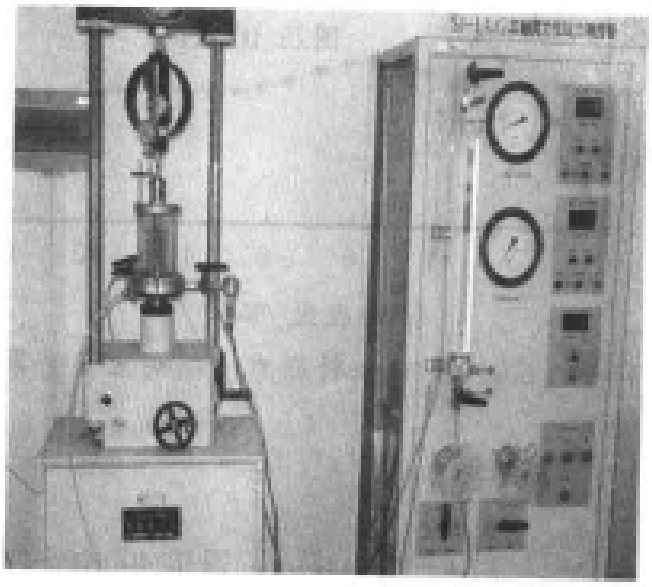


图 4.6 三轴压缩试验

4.2.4.1 三轴压缩试验

图4.7至图4.10为江西某铜矿尾矿坝的粗粒尾矿材料和细粒尾矿材料的三轴固结不排水试验曲线。粗颗粒尾矿料发生剪切破坏，多数试样在大约与水平呈45°一Φ/2的方向上有明显的剪切破坏面。而细粒尾矿料则一般看不到明显的剪切破坏面，当轴向应变达到15%规定为破坏应变，此时试样通常呈鼓状。从图4.7和图4.9可以看出主应力差值有一个峰值，尾矿材料在峰值处开始破坏产生破坏剪切面，随着应变的增加，主应力差值逐渐减小，减小到一定的值后基本保持不变，在这个过程中，剪切破坏面也会变得越来越明显。而对应于这个过程的孔隙水压力则是

先增大后减小，也就表明粗颗粒的尾矿材料在轴向应变小于某个应变值之前一直呈现剪缩趋势，孔隙水压力不断增大，而当尾矿材料的轴向应变大于某个值之后，材料开始呈现剪胀趋势，在这个阶段，随着剪应变的增加，孔隙水压力则会慢慢降低。从图4.9和图4.10可知细粒尾矿材料的主应力差先是随着剪应变的增大而增大，而后趋于稳定，孔隙水压力的变化趋势则与粗颗粒材料的孔隙水压力的变化趋势相近。

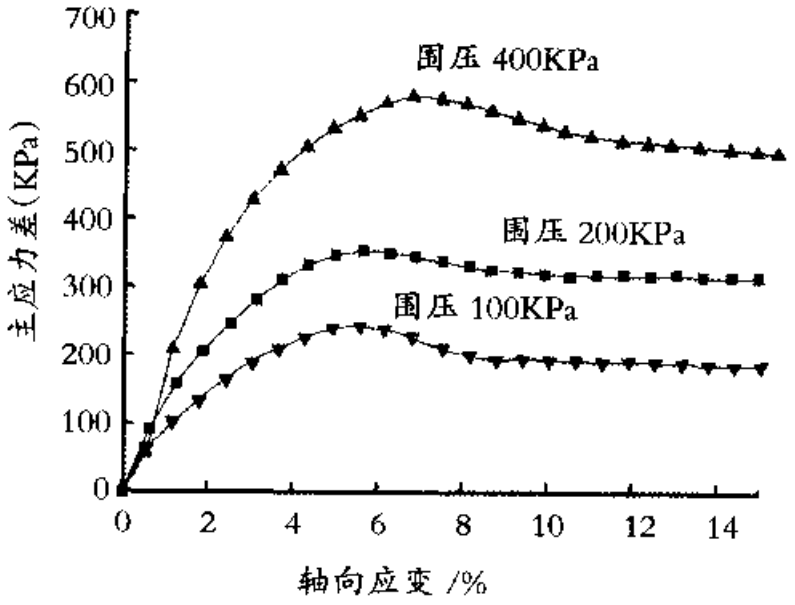


图 4.7 $\rho_d = 1.60 g/cm^3$粗粒料应力—轴向应变关系曲线

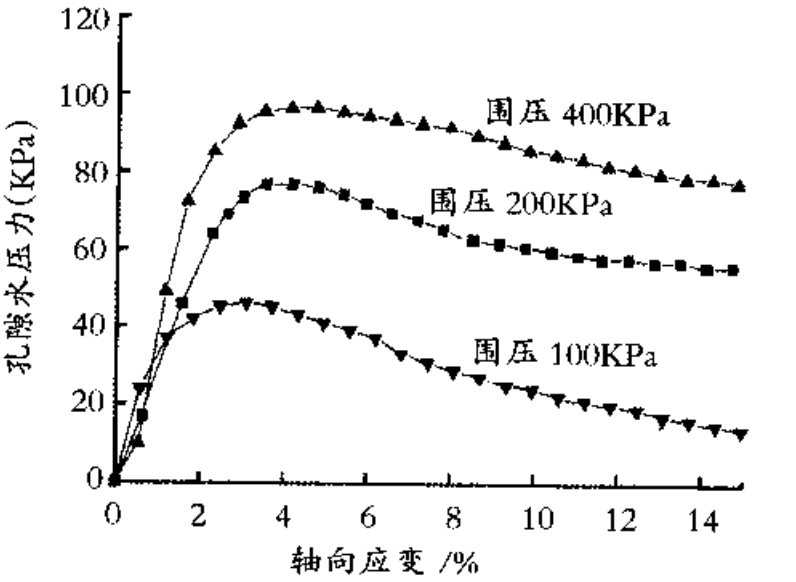


图 4.8 $\rho_d = 1.60 g/cm^3$粗粒料轴向应变—孔隙水压力关系曲线

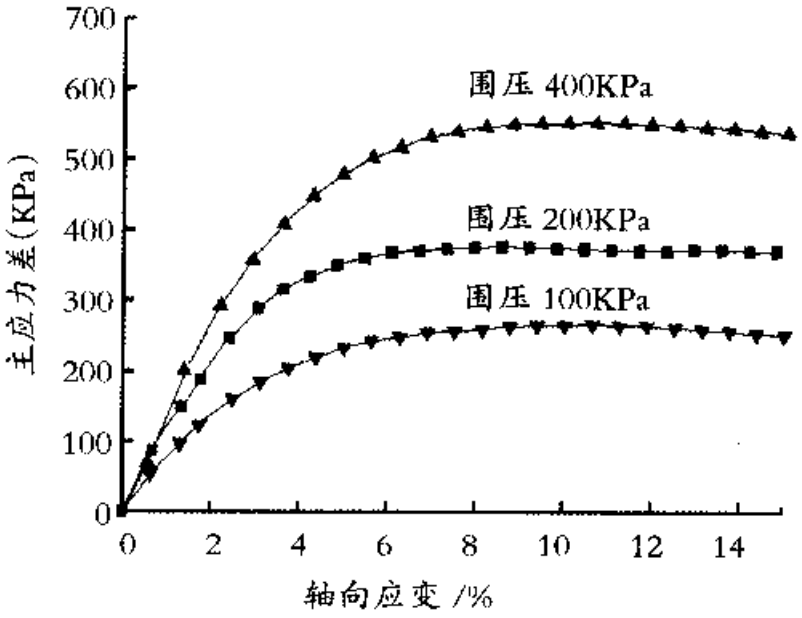


图 4.9 $\rho_d = 1.60 g/cm^3$细粒料应力—轴向应变关系曲线

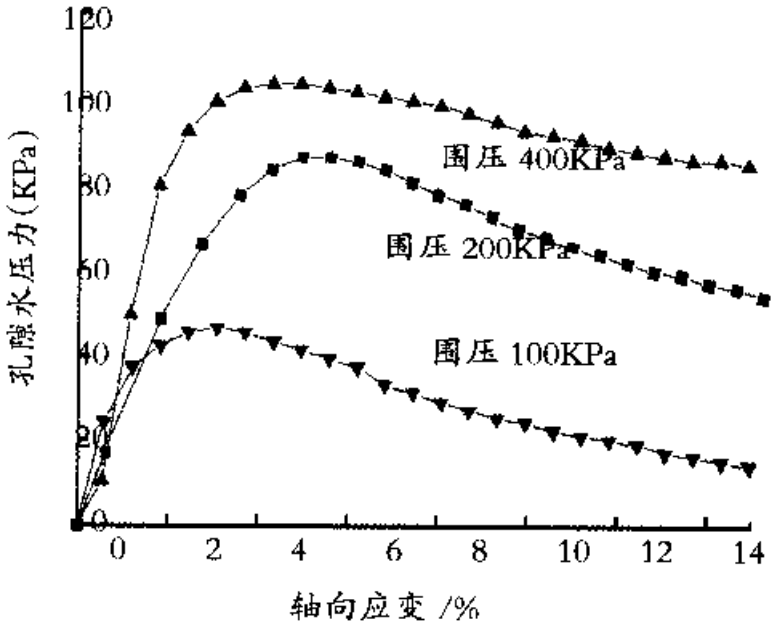


图 4.10 $\rho_d = 1.60 g/cm^3$细粒料轴向应变—孔隙水压力关系曲线线

由偏应力—轴向应变关系曲线和轴向应变—孔隙水压力关系曲线可以得出该材料的抗剪强度参数指标，如图4.11和图4.12所示，该指标将用于静力稳定性分析。从以上试验结果可知，细颗粒尾矿材料的内摩擦角略低于粗颗粒尾矿材料的内摩擦角，而细颗粒尾矿材料的内聚力则大于粗粒尾矿材料的内聚力，且都接近于0，所以认为细颗粒材料的粘聚力也很小。

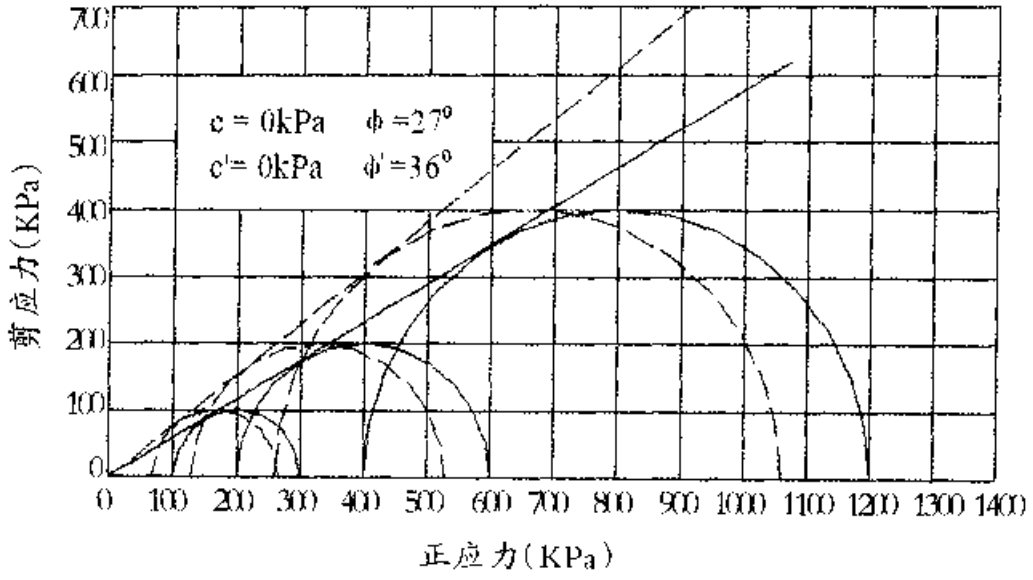


图 4.11 ρ_d = 1.60g/cm³ 粗粒料摩尔圆

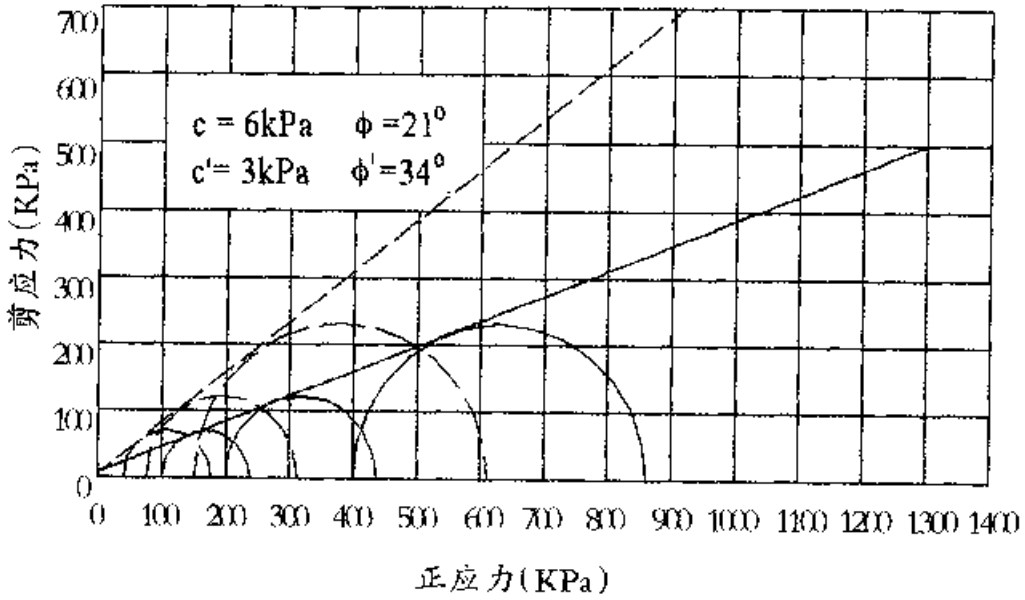


图 4.12 ρ_d = 1.60g/cm³ 细粒料摩尔圆

该铜矿尾矿样的三轴剪切试验结果整理后见表4.6所示。

表 4.6 某铜矿尾矿材料抗剪强度特性指标

尾矿名称	含水量	密度	饱和密度	比重	孔隙比	抗剪强度参数					
						总应力强度参数		有效应力强度参数		排水剪强度	
	ω	ρ	ρ_{sat}	d_s	e	C_{cu}	Φ_{cu}	C'	ϕ'	C_{cd}	ϕ_{cd}
	%	g/cm³	g/cm³	/	/	kPa	o	kPa	o	kPa	o
尾细砂	17.6	2.151	2.263	3.23	0.766	0	28.3	0	35.1	0	34.4
尾粉砂	21.2	2.128	2.197	3.14	0.788	0	26.2	0	32.2	0	32.6
尾亚砂	232	2.065	2.12	3.01	0.794	0	20.6	3	29.3	5	28.6
尾轻亚粘	4.91	2.175	2.176	3.08	0.769	11	17.4	8	27.5	10	26.2
尾矿泥	27.3	2.084	2.061	2.84	0.735	10	16.2	4	24.1	8	24.3

4.2.4.2 非线性变形参数的确定

由于土体不是完全的弹性体，除了时间效应外，还有非线性、弹塑性等特性。在数值分析中，目前应用较多的是邓肯一张提出的非线性弹性模型。基于康特纳提出的土的应力～应变关系为双曲线型，以及简布提出的土的初始切线模量和侧限压力之间为幂函数关系，再结合莫尔一库仑破坏标准，推导出切线模量和切线泊松比的表达式如下：

$$E_t=[1-\frac{R_f(1-\sin\phi)(\sigma_1-\sigma_3)}{2C\cdot\cos\phi+2\sigma_3\cdot\sin\phi}]^2K\cdot Pa\cdot\left(\frac{\sigma_3}{Pa}\right)^n \tag{4-1}$$

$$\mu_t=\frac{G-F\cdot\lg(\sigma_3/Pa)}{\left\{1-\frac{D\cdot(\sigma_1-\sigma_3)}{K\cdot Pa(\frac{\sigma_3}{Pa})^n[1-\frac{R_f(1-\sin\phi)(\sigma_1-\sigma_3)}{2c\cdot\cos\phi+2\sigma_3\cdot\sin\phi}]}\right\}^2} \tag{4-2}$$

式中8个参数K,n,R_f,G,F,D,C,ϕ均为试验常数，可由三轴试验求得，具体确定方法可参见有关教科书或手册。以下是以江西某铅锌矿尾矿材料为例，从固结排水剪试验整理出邓肯一张模型的8个参数，如表4.7所示，这些参数可供设计时计算坝体稳定性和变形时参考。

表 4.7　　邓肯－张模型参数

土类名称	K	n	R_f	c/ kPa	ϕ /o	G	F	D
尾细砂	150	0.8	0.72	0	34	0.28	0.20	6.4
尾粉砂	124	0.62	0.70	0	34	0.23	0.14	5.9
尾亚砂	69	0.76	0.60	0	36	0.21	0.08	4.1
尾轻亚粘	95	0.75	0.64	11	34	0.19	0.18	7.0
尾重亚粘	51	0.95	0.54	26	31	0.20	0.03	4.3
尾矿泥	49	0.79	0.59	35	27	0.20	0.10	4.1
砾质重亚粘土	150	0.60	0.65	10	30	0.35	0.10	4.0

§ 4.3 动力特性测试方法

土动力问题研究的应变范围很大。地震、交通荷载、爆炸、打桩等引起的振动振幅都不一样，其剪应变从10^{-6}到10^{-2}。在这样大的应变范围内，土动力计算中的各种参数需要不同的测试方法来确定。试验室内测试土体动力变形时的剪切模量或弹性模量、阻尼比的方法有超声波脉冲试验、共振柱试验、以及循环荷载下的三轴试验、单剪试验和扭剪试验。这些试验的剪应变范围如图4.13所示。为了研究尾矿材料的动力特性，对尾矿材料的动力试验采用两部分进行，一部分尾矿料在S-3-D型液压式动三轴仪上进行动力三轴试验，测定尾矿材料的动强度，液化特性等。另外一部分尾矿料在DTC-158型共振柱仪上进行试验，测定动剪模量和阻尼比。

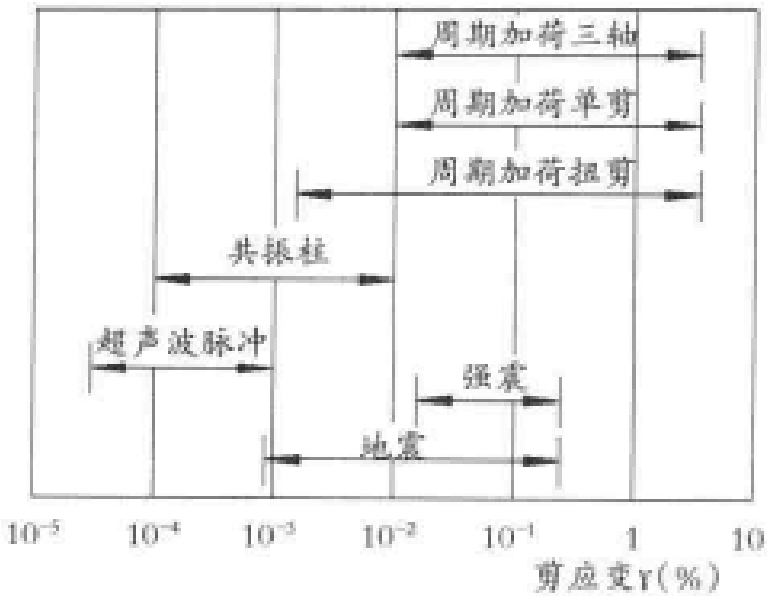


图 4.13 各种室内试验方法测试的应变范围

尾矿料的动力特性试验采用的仪器是日本生产的S-3-D中型液压振动三轴仪。该液压振动三轴仪可以采用50mm×110mm和100mm×230mm 这两种试样尺寸。该仪器的最大侧向应力为1.5MPa，最大轴向应力为7.6Mpa。动三轴仪的循环荷载激振频率选用1Hz，试验的激振波形采用正弦波。尾矿料的动剪模量和阻尼比试验是在DTC-158-1型共振柱仪上进行的。该仪器为底端固定、上端附有质量块的弹簧阻尼系统。仪器的最大侧向应力为1MPa，最大轴向应力为25MPa，可测试的剪应变幅范围为10^{-6}~2×10^{-3}，试样尺寸为50mm×100mm，有关参数和波形可通过仪器系统显示、记录并进行处理。动三轴仪和共振柱试验设备如图4.14与图4.15所示。

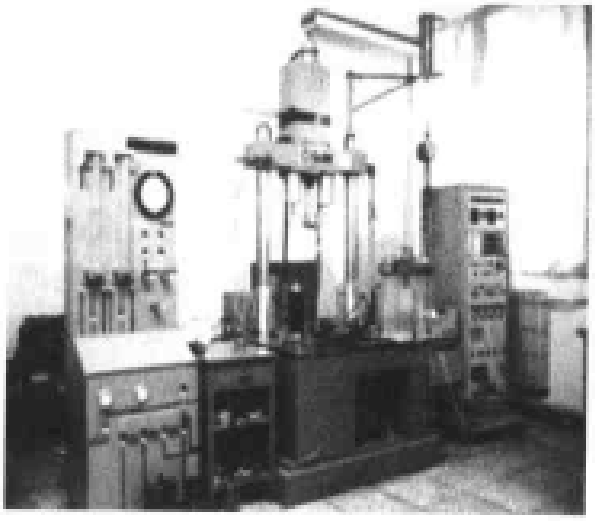


图 4.14 S-3-D 中型动三轴仪

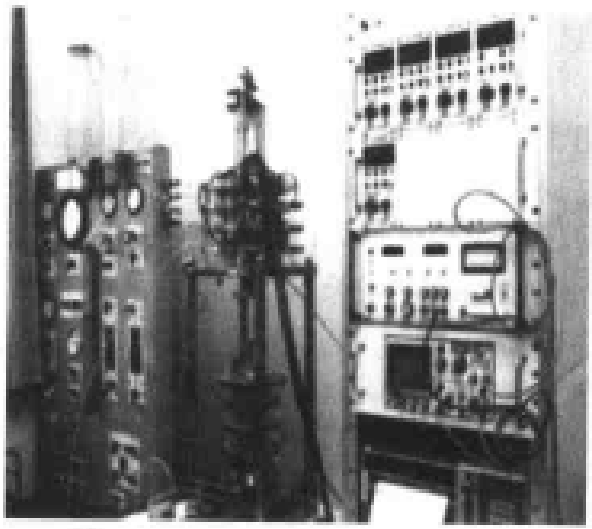


图 4.15 DTC-158 型共振柱仪

动力试验所用尾矿料取自某铜矿尾矿库，将尾矿料经过洗盐后烘干。烘干后尾矿料的颗粒分析结果见图4.2。由颗分曲线可知，粗粒尾矿料中不含大于1mm粒径的颗粒，细粒尾矿料中小于0.005mm的粒径含量为3.8%。通过改变粗细两种尾矿材料的含量可以配置出不同颗粒组成的试验用尾矿材料，然后在各种尾矿材料中按照不同的密度制样进行动力特性试验。配置的一系列尾矿材料虽然在颗粒分布上有所不同，但是都属于尾粉砂和尾亚砂的范围，而尾粉砂和尾亚砂则是尾矿坝筑坝材料的主要组成部分，所以研究该系列尾矿料的动力特性就具有一定的代表性。试验结果可以作为分析其他尾矿料的动力特性和今后进一步研究尾矿材料的特性及进行动力稳定性分析的参考。该尾矿料在显微镜下观察可知，细粒料中粘土矿物颗粒较少，矿物成分亲水性很弱。

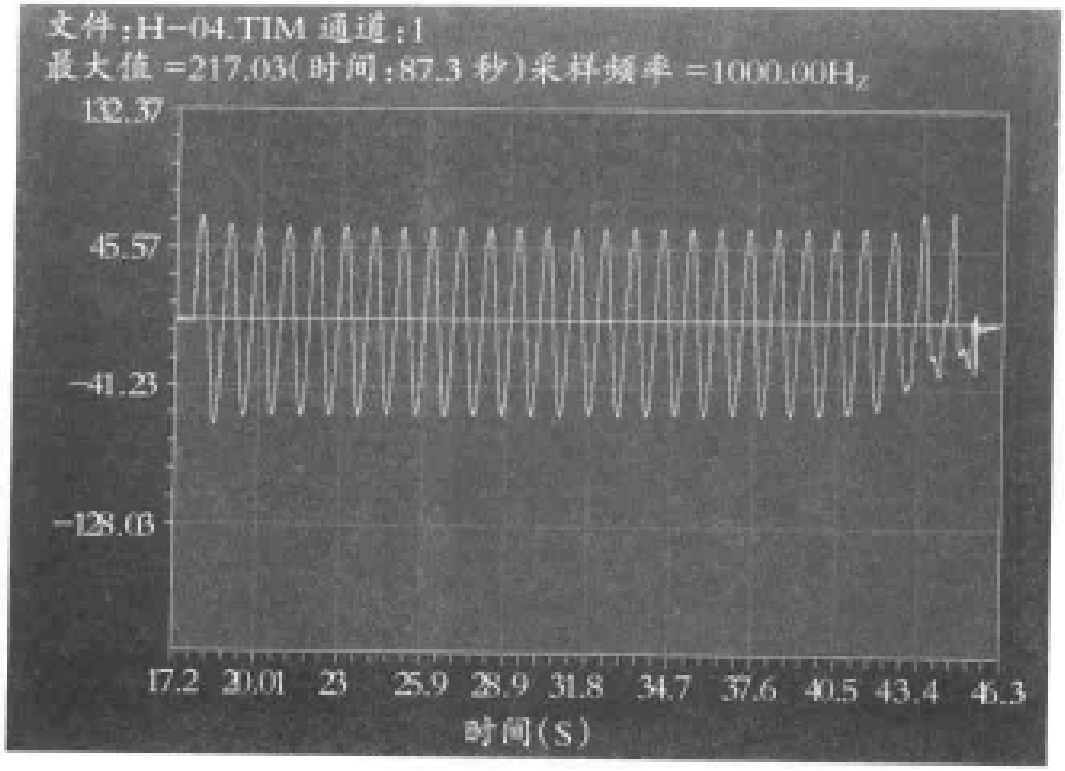
尾矿料动三轴试验的原理和方法以及共振柱试验的方法和资料整理按《土工试验规程，SL237-1999》的规定进行。动力试验装样均采用干装法，按照预定的干密度控制装样，装完样后开始抽真空，再由底部吸进脱气水循环饱和，所有试样保证孔隙水压力系数B值达到0.98以上。试验饱和后，在规定固结压力下固结。固结稳定后进行预定的动力试验。

§ 4.4 尾矿材料动力基本特性

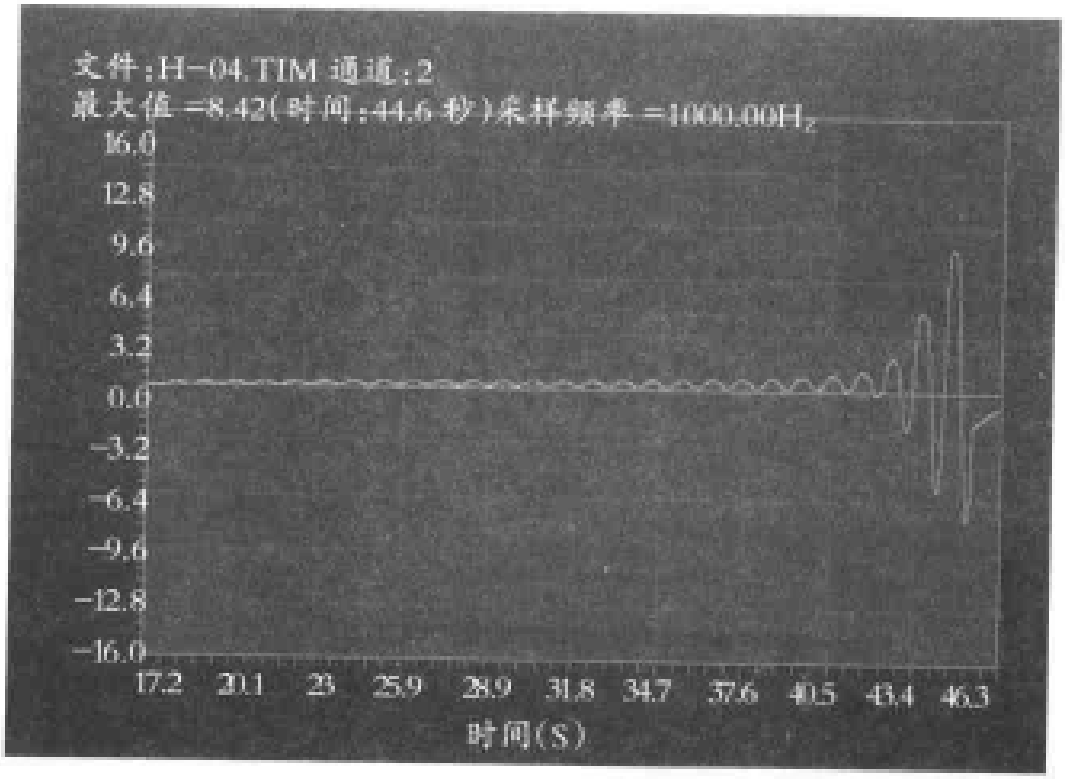
以上文提到的尾矿材料为例，对饱和尾矿料进行动三轴试验，来研究尾矿材料的动力特性。其中$\sigma 1' = \sigma 3' = 100kPa, 400kPa$，即等向固结后再施加动荷载，以孔隙水压力达到围压作为破坏控制标准，采用的数据采集程序为北京波谱世纪科技发展有限公司提供的Vib' SYS振动信号采集、处理和分析程序，动力特性试验得到的典型孔压、轴向压力与轴向应变的时程曲线如图4.16所示。

在固结应力比为1，有效周围压力为100kPa，动剪应力比为0.302的条件下，对粗颗粒尾矿料进行动三轴试验，得到的试验结果如图4.17到图4.19所示。其他尾矿材料试样的试验曲线形状与此类似，不再赘述。

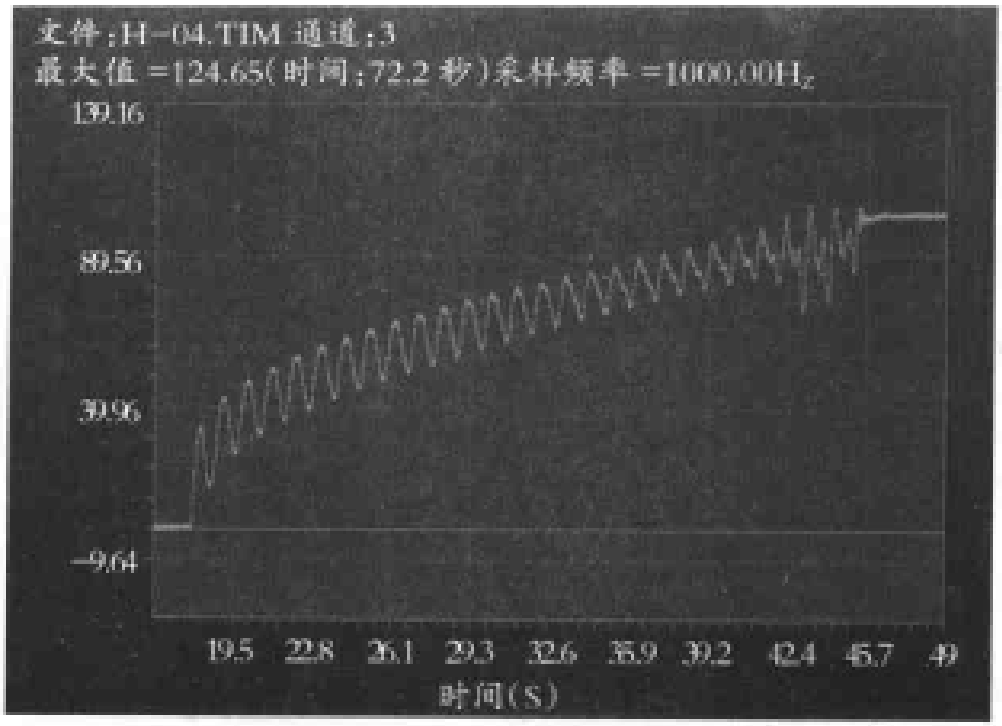
由图4.17可知，振次在应变小于1%的范围内，应变基本上是随着振次的增加而缓慢地线性增长，当应变接近或是达到1%后，试样的应变将会随着振次的增加而迅速地增长，这个阶段和钢材在受拉进入屈服阶段的曲线有类似之处，其实引起这种现象的本质原因就是试样的应变导致孔隙水压力的上升，在应变很小的开始阶段孔压较小，当孔压值接近围压的时候，材料的强度大大降低，这就导致了在同样振次历时内材料应变的快速增长。



(a) 振次—动应力曲线



(b) 振次—轴向变形曲线



(c)振次—孔隙水压力曲线

图 4.16 试验采集典型曲线

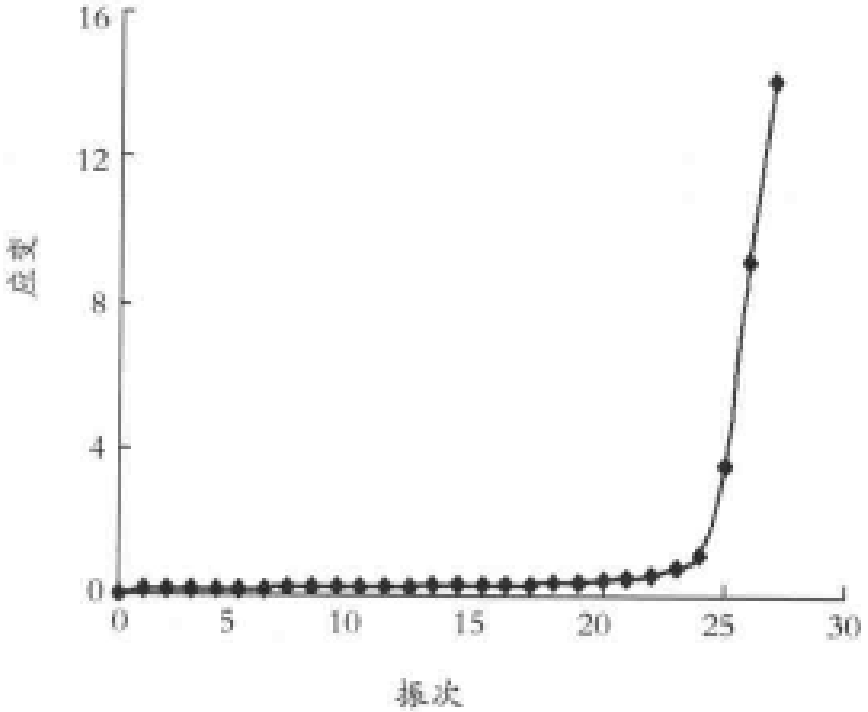


图 4.17 粗粒尾矿料振次—应变曲线

由图4.18可知，尾矿材料的动孔隙水压力在振动开始阶段增长速率较快，随着振次的增加，孔压的增长速率逐渐放缓，但是在这个过程中，孔压是一直上升的，只要提供的动应力合适或是足够大，试样的动孔压就会一直增长到接近和等于试样的围压，并发生液化。

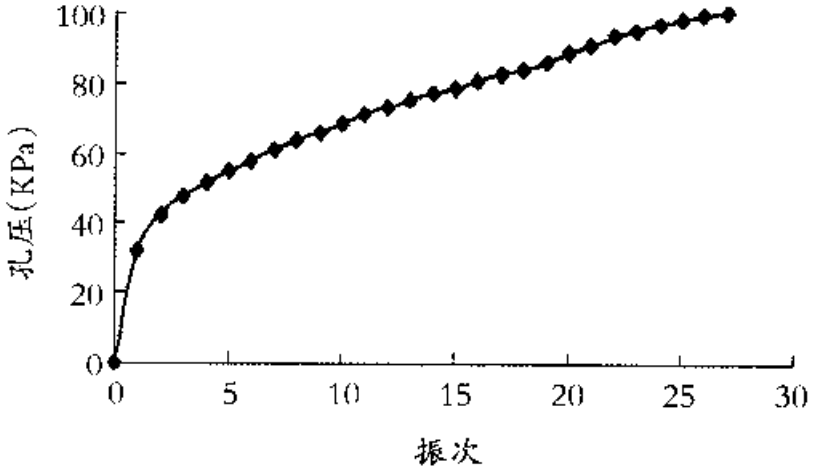


图4.18 粗粒尾矿料振次—孔压曲线

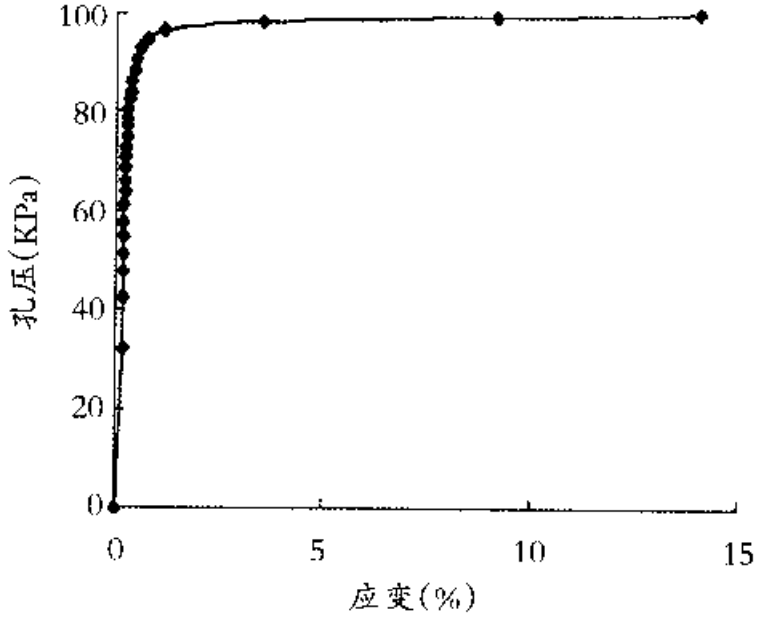


图4.19 粗粒尾矿料应变—孔压关系曲线

由图4.19可知，在振动过程中，应变小于1%的阶段是孔压快速上升阶段，这个过程使尾矿材料进入液化阶段，在液化发生以后，孔压将会基本维持在接近围压值

处，而应变则会不断地增大。

从动力特性试验结果可知，无论尾矿材料的密度还是围压和动应力幅值怎么变化，基本上该类尾矿料的应变、动孔压和振次之间的关系都有这种发展趋势，因此可以将尾矿材料在振动荷载作用下的变形过程分为两个阶段，第一阶段是应变小于1%时，此时应变随着振次的增加而缓慢的基本上呈线性增长，而孔隙水压力则增长很明显，这个阶段称之为小变形孔压快速增长阶段；在动应变到1%时，孔压也基本上接近围压，此时进入第二阶段；第二阶段是动应变大于1%时，在这个阶段，孔隙水压力基本上是缓慢接近围压直到等于围压而完全液化，此过程中，应变开始进入明显增长阶段，这个阶段称之为大变形孔压基本不变阶段。

§ 4.5 尾矿材料动强度

动强度是在一定应力往返作用次数N下产生一定破坏应变ε_f所需的动应力。显然如果这个破坏应变的数值不同，相应的动强度也就不同，故动强度与破坏标准密切相关。合理的指定破坏应变是讨论动强度问题的基础，该试验是以尾矿试样发生液化作为破坏标准的。

动强度试验结果以动剪应力比$\Delta\tau/\sigma_0'$与破坏振次N_f的关系曲线表示，见图4.20和图4.21所示。其中$\Delta\tau=\Delta\sigma/2$为试样45度面上的动剪应力，$\sigma_0'$为45度面上的初始法向应力$\sigma_0=(\sigma_1'+\sigma_3')/2$；$\Delta\sigma$为轴向动应力幅值；$N_f$为振动破坏周数。

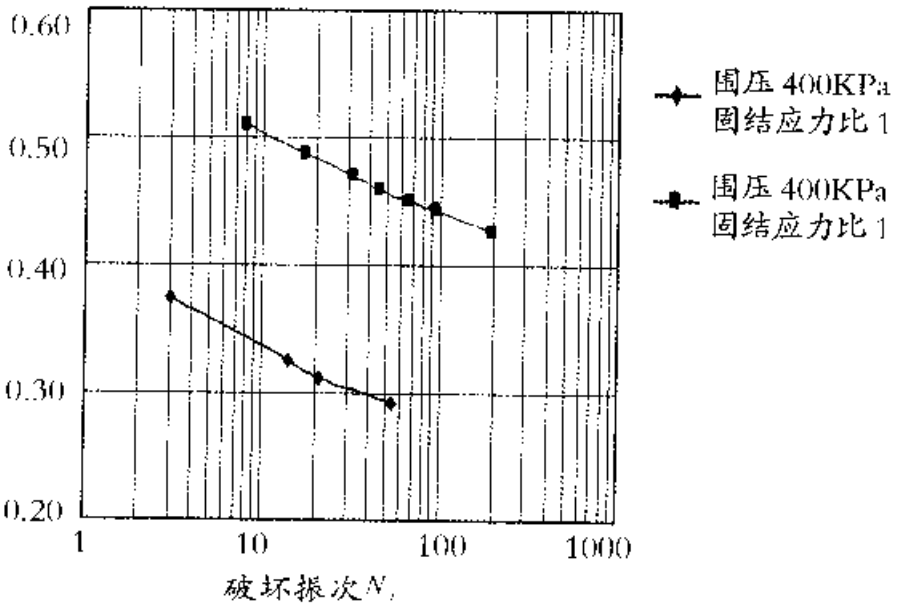


图 4.20 粗粒尾矿料动剪应力比—振次曲线

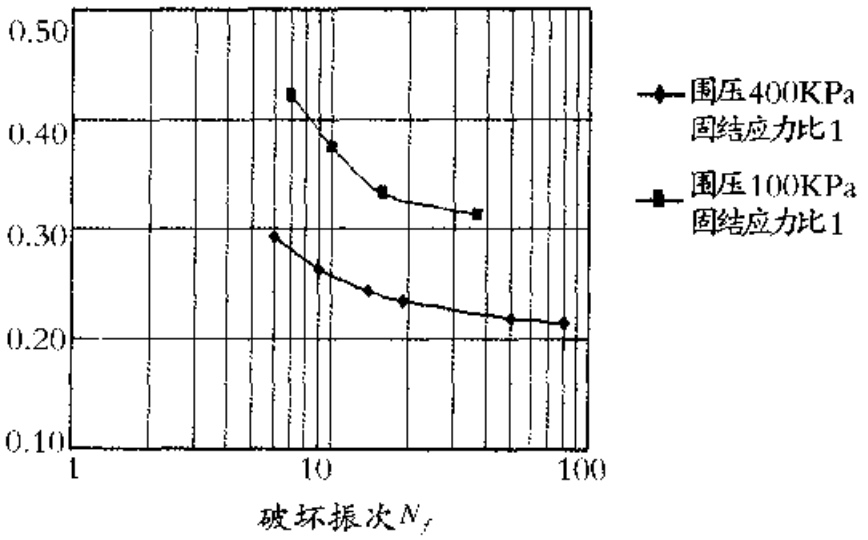


图 4.21 细粒尾矿料动剪应力比—振次曲线

在抗震稳定性分析中，根据初始应力状态下的$\Delta\tau/\sigma_0' \sim N_f$的关系，以破坏面上的初始剪应力比$\tau_{f0}/\sigma_{f0}'$为参数，整理出破坏面上的总抗剪强度$\tau_{fs}$与破坏面初始有效应力$\sigma_{f0}'$的关系，其转换关系如下：

$$\sigma_{f0}' = \sigma_0' \pm \tau_0 \sin\phi' \tag{4-3}$$

$$\tau_{f0} = \tau_0 \cos\phi' \tag{4-4}$$

$$\alpha = \tau_{f0}/\sigma_{f0}' \tag{4-5}$$

$$(\Delta\tau_f)_n = C_r \cdot (\Delta\tau/\sigma_0')_n \cdot \sigma_0' \qquad \tau_{f0}/\sigma_{f0}' < 0.15 \tag{4-6}$$

$$(\Delta\tau_f)_n = (\Delta\tau/\sigma_0')_n \cdot \sigma_0' \cdot \cos\phi' \quad \tau_{f0}/\sigma_{f0}' \geq 0.15 \tag{4-7}$$

$$\tau_{fs} = (\Delta\tau_f)_n \, m\tau_{f0} \tag{4-8}$$

其中$\tau_0 = (\sigma_1' - \sigma_3')/2$为45°剪切面上的初始剪切应力，$\alpha$为试验潜在破坏面上的初始剪应力比，$(\Delta\tau/\sigma_0')_n$为相应于某等效循环周数N时试验45°剪切面上的动剪应力比，ϕ'为试样的有效应力内摩擦角，可取静力试验的相应值，C_r为考虑动三轴试验条件与现场水平剪切条件的试验条件修正系数。$(\Delta\tau_f)_n$为相应于等效循环周数N时试样潜在破坏面上的动力抗剪强度，τ_{f0}为试样潜在破坏面上的初始剪应力。根据图4.20和图4.21整理出破坏振次N_f时潜在破坏面上的地震总应力抗剪强度τ_{fs}与初始有效法向应力σ_{f0}'的关系。在实际使用时，由于实际地震动荷载为幅值和频率都是不规则的波形，为了使用试验结果，可以采用等效的方法将地震不规则荷载

换算为等效的破坏周期振动荷载。按Seed的研究成果，在等效均匀剪应力取0.65 τ_{max} 时，等效振次N与震级M有如表4.8的大致关系。

表4.8　　等效振次与地震震级关系

M(级)	5.5~6.0	6.5	7.0	7.5	8.0
等效振次 N	5	8	12	20	30
持续时间(S)	8	14	20	40	60

表4.9给出了粗细两组尾矿材料在等效振次12次和20次时动剪应力比试验整理结果，等效振次12次和120次相应的地震震级为7级和7.5级。

表 4.9　　不同振次下动剪应力比试验整理结果

材　料	$?'_3$/(kPa)	12(次) $?'_d/?'_0$	20(次) $?'_d/?'_0$
粗粒料	100	0.501	0.482
	400	0.327	0.312
细粒料	100	0.352	0.323
	400	0.256	0.232

对于其他地震震级情况，可以根据图4.20、图4.21和表4.8对应的等效振动周次确定相应的尾矿料的动强度。表4.9列出了相对密度为60%时粗细两组尾矿材料在7级和7.5级地震条件即等效振次在12次和20次条件下的地震总应力抗剪强度参数值，由表4.10可知，随着潜在破坏面上的初始有效正应力σ'_{f0}的增大，尾矿材料的地震总应力抗剪强度指标内摩擦角 $\phi_d(\tan\phi_d=\tau_{fs}/\sigma'_{f0})$将会变小。

表 4.10　　尾矿材料地震总应力抗剪强度参数值

尾矿料类型	N(次)	$?'_{f0}$/ kPa	C_d / kPa	$?_d$ / °
粗粒尾矿	12	0-100	0	26.6
		100-400	0	18.1
	20	0-100	0	25.7
		100-400	0	17.3
细粒尾矿	12	0-100	0	19.4
		100-400	0	14.3
	20	0-100	0	17.9
		100-400	0	13.1

§ 4.6 尾矿材料动孔隙水压力

动荷作用下孔隙水压力的发展是土变形强度变化的根本因素。对动孔压发生发展与消散的研究已经成为一个人们十分关注的问题。对于动孔隙水压力的研究，目前已经提出多种理论和方法，按其与孔压相联系的主要特征可分为应变模型，应力模型，内时模型，有效应力路径模型和瞬态模型。对于尾矿材料的动孔隙水压力的研究，主要着重于应变模型和应力模型。

4.6.1 孔压—应变模型

这类模型共同特点是将孔压同某种应变联系起来。以往常采用排水时的体应变，最近不少学者主张采用剪应变。属于前者的有Martin-Finn-Seed孔压模型和汪闻韶的孔压模型。从图4.18可以发现，该曲线跟双曲线较吻合，可以用双曲线方程来表示：

$$u = \frac{\varepsilon}{a + b\varepsilon} \tag{4-9}$$

式中u为动孔压；ε为应变；a，b为双曲线参数。式(4-9)可以改写为如下形式：

$$\frac{\varepsilon}{u} = a + b\varepsilon \tag{4-10}$$

将图4.19的纵坐标变为ε/u，横坐标仍为ε不变，则图4.19的曲线将变成图4.22所示的直线形式。

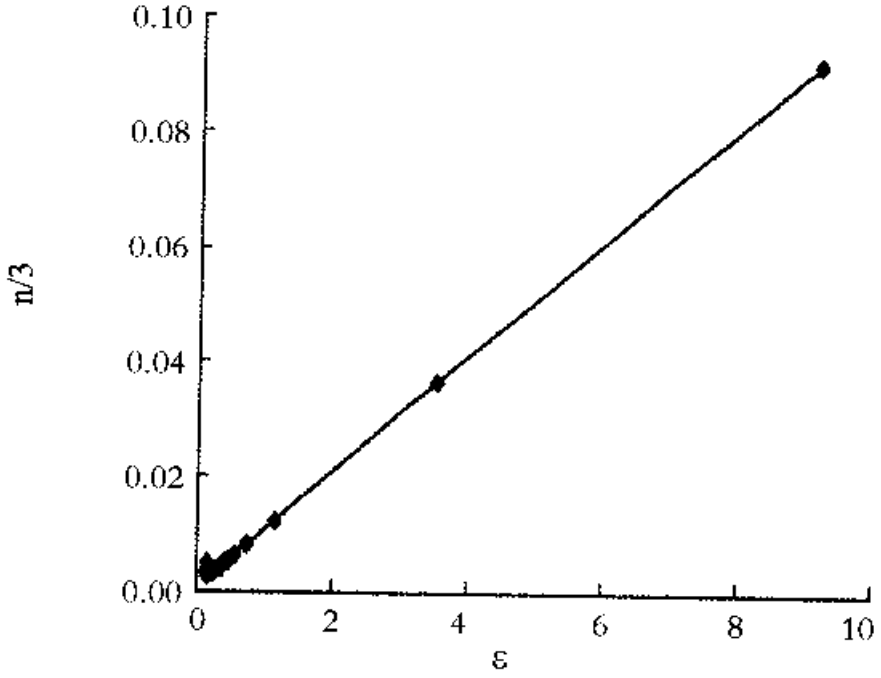


图4.22 坐标变换后孔压—应变关系图

参数a在图4.22中即为直线的截距，因为$a=\lim_{\varepsilon\to 0}\frac{\varepsilon}{u}$故$a$的物理意义便是应变孔压曲线的初始切线斜率，即$a=G_i$。参数在图4.22中为直线的斜率，因为$b=\lim_{\varepsilon\to\infty}\frac{1}{u}$，故$b$的物理意义为孔压—应变曲线上孔压渐近线极限值的倒数。用u_{ult}来表示孔压—应变曲线孔压渐近线的值，则可将式(4-9)改写成：

$$u=\frac{\varepsilon}{G_i+\varepsilon/u_{ult}} \tag{4-11}$$

式中G_i为应变孔压曲线的初始切线斜率；u_{ult}为孔压#应变曲线孔压渐近线的极限值。经过计算得到$a=G_i$=0.003538，b=$1/u_{ult}$=0.01，将a、b值代入式(4-10)就可以得到该尾矿料的在固结应力比为1，围压为100kPa的条件下的孔压—应变模型：

$$u=\frac{\varepsilon}{0.003538+0.01\varepsilon}=\frac{100\varepsilon}{0.3538+\varepsilon} \tag{4-12}$$

试验结果表明，对于该类尾矿材料，都可以用式(4-10)描述其应变孔压模型。该应变孔压模型是一个较为简单实用的孔压模型，可以很好的描述饱和尾矿材料的动孔压和应变的变化关系。

4.6.2 孔压的应力模型

对孔压—振次试验结果(见图4.19)做进一步处理，得出图4.23所示曲线。孔压模型的特点就是将孔压和施加的应力联系起来，由于动应力的大小应该从应力幅值和持续时间两个方面来反映，因此这类模型中常出现动应力和振次，或者将动应力的大小用引起液化的振次N_L来隐现，寻求孔压比u/σ_0'和振次比N/N_L的关系。根据Seed在等压固结不排水动三轴试验基础上提出来的关系式：

$$\frac{u}{\sigma_0'}=\frac{2}{\pi}\arcsin\left(\frac{N}{N_L}\right)^{1/2\theta} \tag{4-13}$$

式中，θ为试验常数，u为孔隙水压力，$\sigma_0'=(\sigma_1'+\sigma_3')/2$，N为振次，$N_L$为液化破坏时的振次。在大多数情况下可取$\theta=0.7$。但对于尾矿材料，取$\theta=0.7$显然不合适，根据试验结果拟合得出$\theta=3.0$时和实测结果较为接近。如果对式(4-13)进行修正，采用式(4-14)预测动孔隙水压力可以使预测值和实测值更加吻合。

$$\frac{u}{\sigma_0'}=\frac{4}{\pi}\arctan\left(\frac{N}{N_L}\right)^{1/2\theta} \tag{4-14}$$

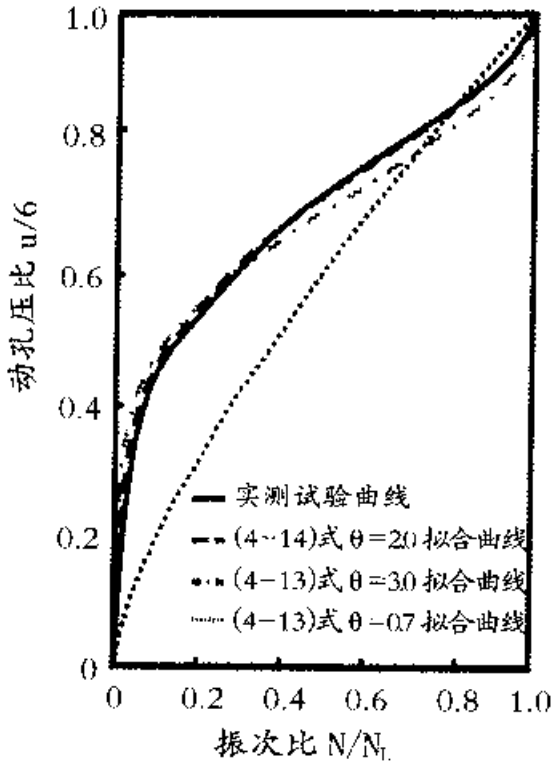


图4.23 振次比—孔压比关系

从图4.23可知在振次比$N/N_L<0.3$ 时，式(4-13)比式(4-14)的预测值要大，而当振次比$N/N_L<0.3$时，预测值又比式(4-14)的预测值要小。振次比在[0,1]的整个区间上，式(4-14)误差都要明显小于式(4-13)。由此可见该孔压预测公式比Seed提出的公式更加的适合于尾矿砂，所以建议预测尾矿料在振动过程的孔隙水压力时采用公式(4-14)。

§ 4.7 尾矿材料动力特性

4.7.1 相对密度对材料液化特性的影响

以江西某铜矿尾矿材料为研究对象，以下的研究成果都是以该矿的尾矿料为前提，其他尾矿料的性质可以参考此研究结果。以该尾矿材料为统计样本，统计得到的尾矿坝筑坝材料的相对密度的结果见表4.11所示。从表4.11可知，在自然状态下，该尾矿材料的相对密度基本上分布在0.37～0.83范围内。将尾粉砂的相对密度的分布情况列于图4.24，由图4.24可知，在自然状态下，相对密度主要集中分布在0.5到0.7范围之内。其他名称的尾矿材料的分布情况也可以画出类似的相对密度柱状图，在此不再重复给出。动力试验目的是要了解主要相对密度分布范围内的动

力特性，且主要考虑加密后的影响，所以在相对密度为0.4和0.5等较小值时，不进行动力试验。

表 4.11　　相对密度统计表

	Dr 范围值	平均值 x	标准差 σf	变异系数 δ	统计 组数
尾细砂	0.43～0.75	0.61	0.085	0.14108	18
尾粉砂	0.37～0.83	0.63	0.140	0.22222	20
尾亚砂	0.44～0.79	0.64	0.076	0.11208	19

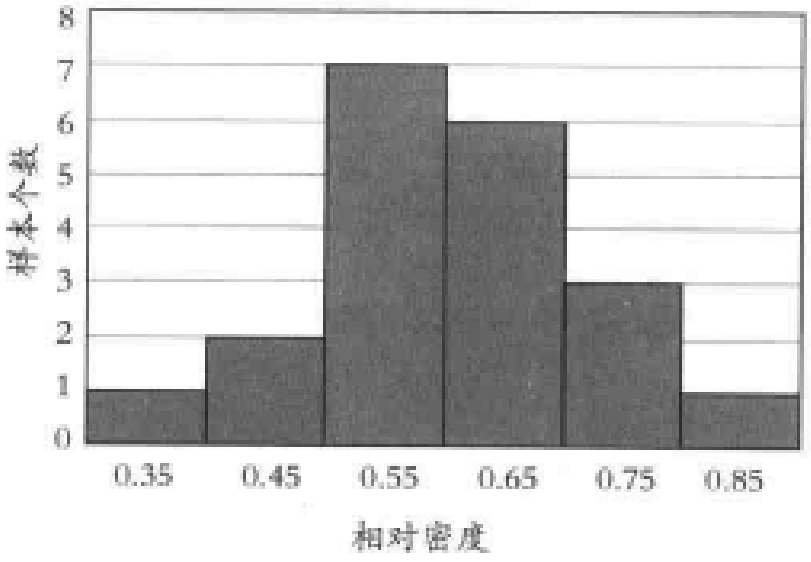


图 4.24 尾粉砂相对密度分布柱状

在固结应力比为1的条件下，改变围压和相对密度条件下对粗粒尾矿料进行动三轴试验，研究围压和相对密度对振动液化特性的影响。由于该铜矿的尾矿材料在天然状态的相对密度在0.6左右，为了研究密实后的尾矿料的动力特性，在试验过程中对尾矿材料制备了相对密度分别为0.60，0.70，0.80的三种不同的试样，分别在100kPa和400kPa围压及不同的动剪应力比条件下进行试验，试验结果如图4.25所示：

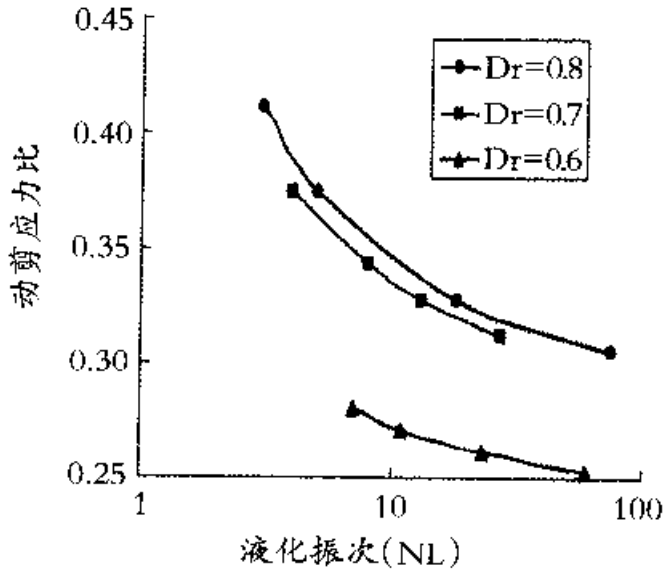


图4.25 不同相对密度粗粒尾矿料液化振次—动剪应力比曲线

由图4.25可知，在相对密度大于60%，增大相对密度可以提高其抗液化能力，但是相对密度的增加和抗液化能力并不是线性增长的，相对密度大于70%后，其抗液化能力的提高很不明显。所以对于尾矿坝来说，要增加其抗震性能，加密尾矿材料是一个可行的办法，但是当相对密度超过一定的值后，经济效益就会明显降低，对于某铜矿尾矿料及与其相近的尾矿料，相对密度推荐的最优值为70%左右。对于自然状态下的浅层尾矿材料，其相对密度大部分在0.4～0.5之间，处于松散状态，所以可以通过加密处理来增强尾矿的抗震性能，对于该铜矿的尾矿料，建议加密到相对密度为70%。

4.7.2 颗粒组成对尾矿料动力特性的影响

由于尾矿浆的排放及尾矿的沉积分选，使得尾矿粒度分布上从上到下，从坝外到坝内有粒径由粗变细的分布趋势，而颗粒的粗细是怎样影响尾矿材料的动力特性，这方面的研究还没有见过相关的资料。而尾矿料的分类又主要是依据颗粒分析结果，不同的尾矿定名的本质就是粗细颗粒的比例不同，用全尾矿料通过筛分再重新进行配比后进行动力特性试验，目的是为了模拟沉积分选后的颗粒组成的变化，从而分析细颗粒即粉粒含量对尾矿材料的动力特性的影响。

尾矿材料的颗粒分析结果如图4.2所示。由颗分曲线可知，粗颗粒中不含大于1mm粒径的颗粒，细颗粒中小于0.005mm的粒径含量为3.8%，在显微镜下观察可知，细粒料中粘土矿物颗粒较少，矿物成分具有尾矿砂的特点，亲水性很弱。粗粒料的比重为3.02，细粒料的比重为3.04，粗细颗粒的比重很接近，可以认为基本相同。

各种不同颗粒组成的尾矿料，在围压都为100kPa的条件下进行一组动三轴试

验，其整理以后的液化振次—动剪应力比试验曲线如图4.26所示：

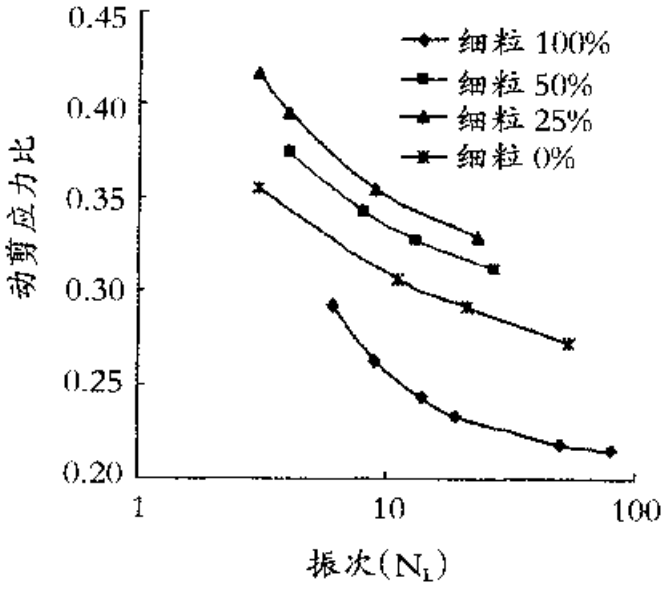


图 4.26 不同细粒含量尾矿料液化振次—动剪应力比关系

从图4.26可以看出，在细粒料占25%时，相同液化振次对应的动剪应力比最大，即抗液化性能最好。在液化振次为10处切一条线，得到细粒含量对动剪应力比的影响的曲线如图4.27所示，从图中可以看出，在粉粒含量35%时其抗液化能力最强。

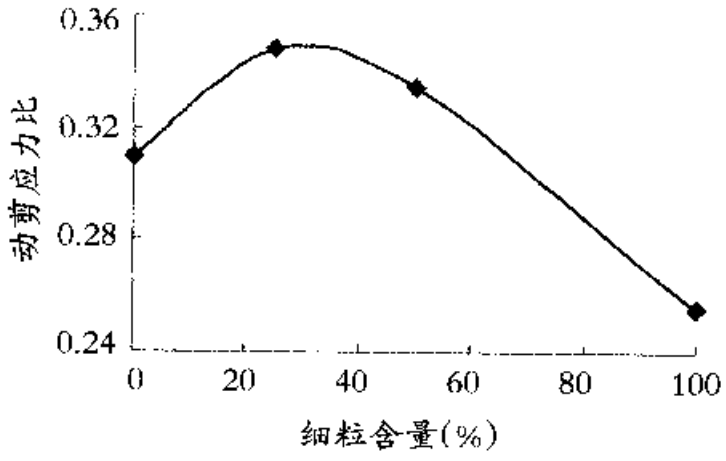


图 4.27 细粒含量对尾矿材料液化的影响

这个试验结果和其他材料得到的试验结果不尽相同，究其原因则应该是材料差异所导致的。阮元成、郭新的研究指出：在显微镜下观察，细颗粒含量高的尾矿材

料尾矿泥颗粒中石英含量较多，粘土矿物颗粒较少，矿物成分具有尾矿砂的特点，试验中发现，它的亲水性很弱。刘艳华、尹兴科和席满惠等学者的研究指出“通常所说的土中粘粒由粘土矿物和非粘土矿物组成，其中粘土矿物是决定土体性质的主要因素。同样，在砂土液化过程中，也是由土中粘土矿物颗粒的相互作用使土体表现出抗液化能力。现行液化判别公式只考虑了粘粒含量影响，未考虑整个粘土的活动性，应该说这种做法具有一定的局限性。”所以该尾矿料的试验结果与刘艳华等人的观点一致，从试验可知，该尾矿材料粘粒中的大部分应该是非粘土矿物。从试验结果可知，当粘粒含量随着细粒尾矿材料的含量增加而增加时，其抗液化性能在35%左右时其抗液化能力最强，尾矿材料的这种特性是由于粗细尾矿材料在这个比例时其尾矿颗粒骨架最为稳定，抗液化能力最强。

4.7.3 围压对材料动力特性的影响

不同围压下粗粒尾矿料的动力特性试验曲线如图4.28所示，在相同的液化振次条件下，围压越高，动剪应力比越低。

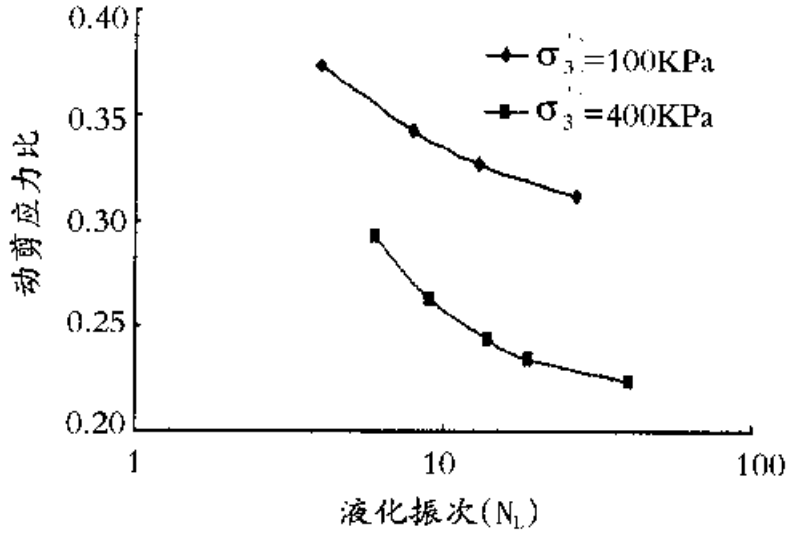


图 4.28 粗粒尾矿料在不同围压下液化振次 N_L—动剪应力比关系曲线

§4.8 尾矿材料动力变形特性

动力变形特性试验参数是动力反应分析的基本依据之一，动力试验成果给出了尾矿材料的最大动剪模量G_{max}与平均有效主应力σ_0'的关系；动剪模量G或动剪模量比G/G_{max}与动剪应变幅γ的关系。在进行动力变形特性试验时，对粗细两组尾矿材料有效围压均采用100kPa、400kPa，固结应力比均采用1.0。粗细两种尾矿材料的相对密度均为60%。

动剪模量与阻尼比特性试验研究不同围压下动剪模量、阻尼比与动剪应变之间的关系，这些关系反映在动荷载作用下土的应力应变关系的非线性与粘滞性特征，采用共振柱仪微小应变测试系统进行动力变形特性试验，分别测定尾矿砂和尾矿泥的动剪模量与阻尼比，试验中动剪应变幅的测试范围为10^{-6}～2×10^{-3}。

4.8.1 最大动剪模量

通过共振柱的压力效应试验，得出尾矿料的最大动剪模量Gmax与平均有效主应力$\sigma_0'=(\sigma_1'+\sigma_3')/2$的关系曲线，如图4.29和图4.30所示。在双对数坐标中，最大动剪模量G_{max}与平均有效主应力σ_0'之间为直线关系，可以用如下的幂函数形式表示：

$$G_{max}/Pa = K\cdot(\sigma_0'/Pa)^n \tag{4-15}$$

式中：Pa为大气压力，Gmax、σ_0'、Pa采用同一量纲，动剪模量系数K与指数n由试验确定。根据文献［25］可知固结应力比对最大动剪模量Gmax与平均有效主应力$\sigma_0'=(\sigma_1'+\sigma_3')/2$的关系影响不大，可用同一条线表示，故没有进行不同的固结应力比情况下的试验。

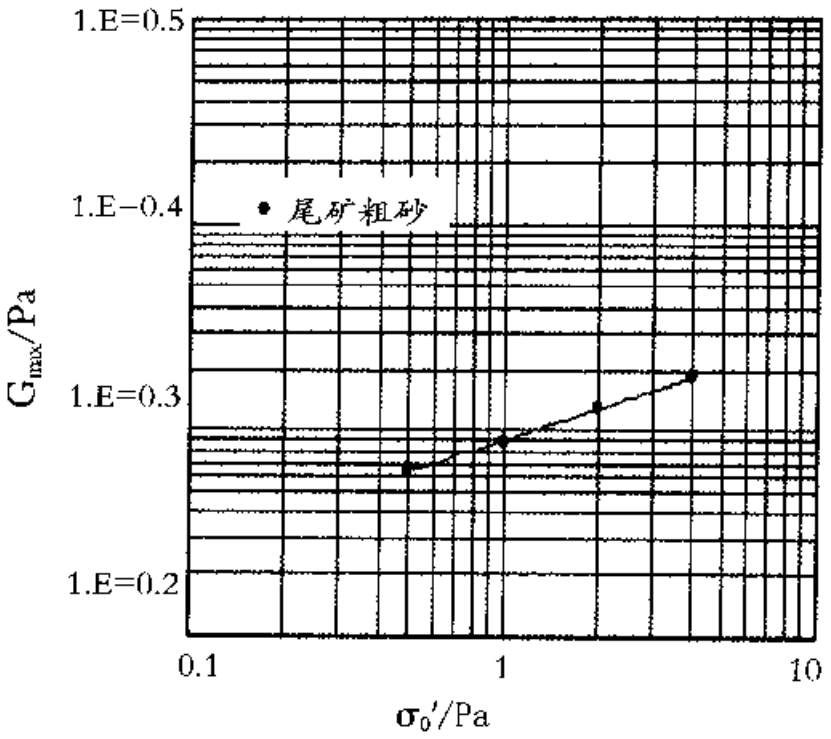


图 4.29 粗粒尾矿 Gmax/Pa ~σ_0' /Pa 关系曲线

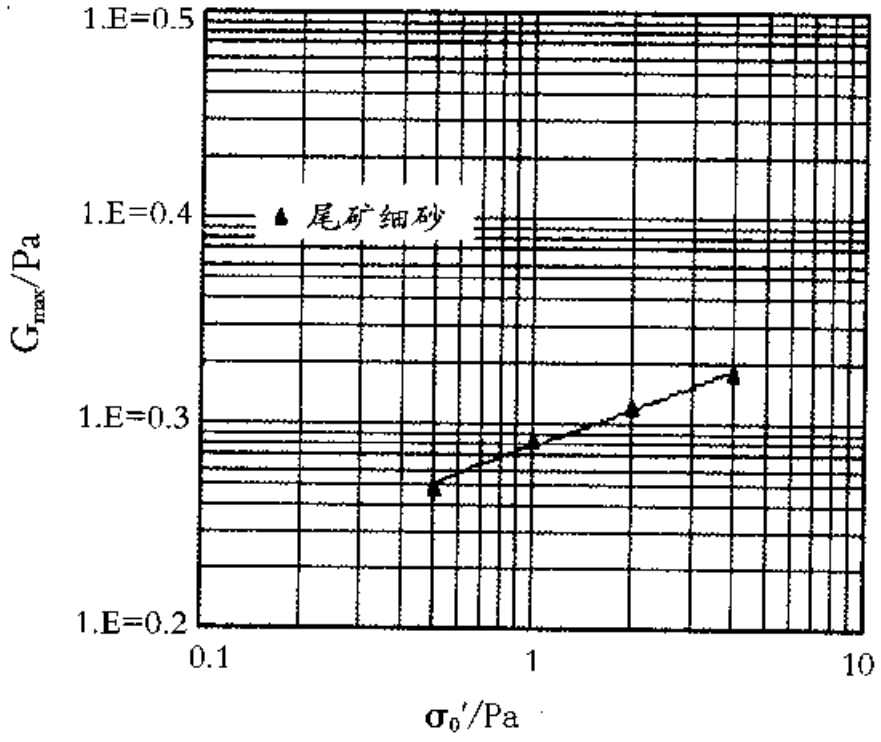


图 4.30 细粒尾矿 Gmax/Pa ~σ_0' /Pa 关系曲线

4.8.2 动剪模量比、动剪应变的关系

通过共振柱的应变效应试验，给出了尾矿料在等压固结、围压σ_3'分别为100kPa、400kPa时的动剪模量比G/G_{max}与动剪应变γ的关系曲线，将两种尾矿料的$G/G_{max}\sim\gamma$关系的数值化结果列于表4.12。

表4.12　　剪切模量比G/G_{max}与剪应变γ关系数值

编　号	粗粒尾矿-1	粗粒尾矿-2	细粒尾矿-1	细粒尾矿-2
σ3'(kPa)	100	400	100	400
ρd(g/cm³)	1.65	1.65	1.60	1.60
D(相对密度)	60%	60%	60%	60%
γ	G/G_{max}(%)			
0.000002	99.68	99.72	99.38	99.6
0.000003	99.35	99.44	98.77	99.21
0.000005	98.72	98.88	97.56	98.44
0.000010	97.17	97.53	94.69	96.56
0.000030	91.49	92.54	84.8	89.73
0.000050	86.53	88.17	76.91	83.85
0.000100	76.51	79.26	62.73	72.19
0.000300	54.44	59.71	37.85	47.25
0.000500	44.51	51.72	28.69	35.91
0.001000	36.45	42.49	21.26	23.92

粗粒尾矿料的动剪模量比的变化关系如图4.31所示，细粒尾矿料的动剪模量比的变化关系如图4.32所示，图中“粗砂”、“细砂”后面的编号“－1”代表围压100kPa，“－2”代表围压为400kPa。

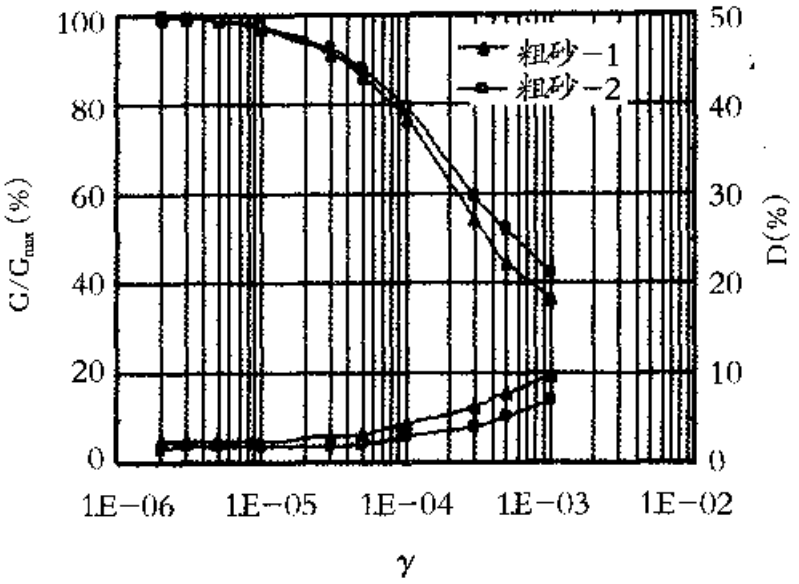


图 4.31 粗粒尾矿剪切模量比 G/Gmax、阻尼比 D 与剪应变γ关系

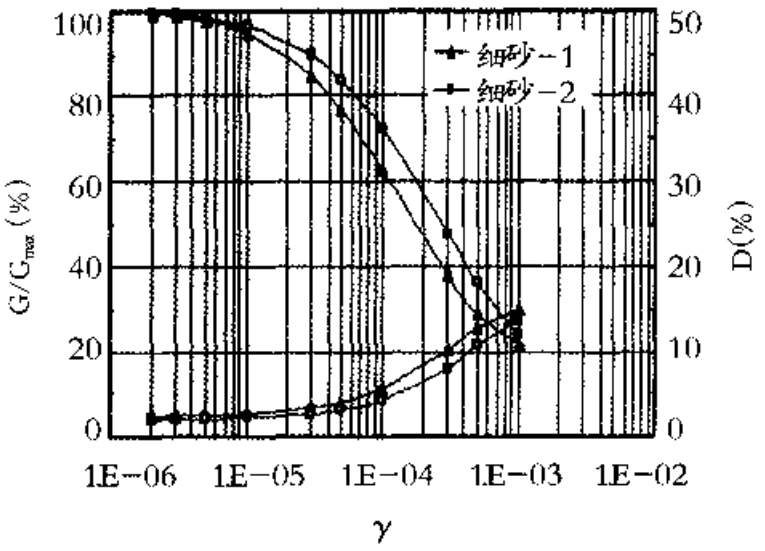


图 4.32 不同围压下剪切模量比 G/Gmax、阻尼比 D 与剪应变γ关系

由图4.31和图4.32可知，当动剪应变幅$\gamma<10^{-5}$时，由于试样基本上处于弹性状态，不同初始应力条件下试样的动剪模量比G/G_{max}与动剪应变γ的关系曲线差别不大，当$\gamma\geq10^{-5}$之后，试样的动剪模量比G/G_{max}与动剪应变幅γ的关系曲线出现一个带形区域，在这个区域内，对于同一个动剪应变幅γ，动剪模量比G/G_{max}随围压σ_3'的增大而增大，也就是说，$\gamma=10^{-5}$是不同初始应力条件下试样的动剪模量比G/G_{max}与动剪应变幅γ关系曲线是否出现差别的分界点；从总的试验结果来看，动剪模量随

着动剪应变幅的增大而减小。动剪模量与动剪应变γ的关系受围压影响不太敏感，试验曲线较为接近。

4.8.3 阻尼比与动剪应变的关系

通过共振柱的应变效应试验，分别给出了尾矿料在等压固结、围压σ_3'分别为100kPa、400kPa时的阻尼比D与动剪应变γ的关系曲线，将两种尾矿料的D～γ关系的数值化结果列于表4.13。粗粒尾矿料的阻尼比的变化关系如图4.31所示，细粒尾矿料的阻尼比的变化关系如图4.32所示。由图4.31和图4.32可知，初始应力高的试样阻尼比D要小，随着动剪应变γ的增大，阻尼比D的差值将增大，但是增加幅值不太明显，在整个动剪应变幅γ的区域内，对于同一个动剪应变幅值γ，阻尼比D随σ_3'的增大而减小。

从总的试验结果来看，阻尼比随着动剪应变幅的增大而增大，而阻尼比D与动剪应变γ的关系受围压影响不太敏感，试验曲线较为接近。

表 4.13　　阻尼比 D 与剪应变 γ 关系数值

编　号	粗粒尾矿 -1	粗粒尾矿 -2	细粒尾矿 -1	细粒尾矿 -2
σ 3' (kPa)	100	400	100	400
ρ d(g /cm³)	1.65	1.65	1.60	1.60
D(相对密度)	60%	60%	60%	60%
γ	D(%)			
0.000002	2.17	1.57	2.3	2.01
0.000003	2.19	1.58	2.34	2.03
0.000005	2.23	1.6	2.41	2.07
0.000010	2.33	1.65	2.58	2.18
0.000030	2.73	1.85	3.27	2.61
0.000050	3.14	2.05	3.95	3.05
0.000100	4.15	2.77	5.56	4.16
0.000300	6.2	3.96	10.1	8.05
0.000500	7.67	5.27	12.59	10.87
0.001000	9.75	6.9	15.05	13.44

第五章　浸润线计算及渗透稳定性分析

尾矿坝的安全与否，其主要影响因素不外乎水和土，土指的是尾矿，而水当然就是尾矿库中的水。尾矿坝的渗流条件对其自身的稳定性有十分重要的影响。调查统计资料表明，尾矿坝的渗流破坏是造成尾矿坝失事的主要原因之一。尾矿坝的渗流破坏往往是沿着坝体或坝体与山体、初期坝连接处的局部阻力较小的部分产生集中冲刷，尾矿砂不断随水流出，最后形成连通管道，造成上部坝体下沉、开裂，使坝体的局部台阶失稳。有的在坝体的局部台阶坡角处出现成群的小管涌，尾矿砂不断涌出，造成空洞，直至坡面塌陷或使坝脚材料软化失去支承力而造成滑坡。对于上游法尾矿坝土体，多数处于疏松状态，渗流溢出容易引起管涌或流土，因而渗流对尾矿坝的稳定性在某种意义上来说，起着关键性的控制作用。水的存在使得尾矿坝的安全受到威胁，但是由于工艺要求不可能除掉水，因此这个矛盾无法避免，但可以采取措施尽量降低水对坝体的危害，那就是降低浸润线的位置。要降低浸润线的位置有许多方法，原国家经贸委颁发的尾矿库安全管理规定中的第四十一条、第四十二条指出：尾矿坝的排渗设施包括排渗棱体、排渗褥垫、排渗盲沟和各种排渗井等，这些方法均可以在一定程度上降低水位。在尾矿坝运行过程中如需增设或更新排渗设施，应经技术论证，并经企业安全管理部门的批准。排渗设施属隐蔽工程，必须按设计要求精心选料、精心施工，详细填写隐蔽工程施工验收记录，并绘制竣工图。排渗设施的施工可参照《碾压式土石坝施工技术规范》[26]执行。

§ 5.1 浸润线观测与出溢点调查

尾矿坝浸润线的高低取决于尾矿库干滩长度，尾矿体的渗透性，坝体的形状与结构，初期坝的渗水性等因素。《尾矿库安全技术规程》[27]规定4级以上尾矿坝应设置坝体位移和坝体浸润线观测设施。必要时还要设置孔隙水压力、渗透水量及其混浊度的观测设施。为了掌握浸润线的变化规律，要对尾矿坝上设置的浸润线观测孔进行定期观测，记录各个时期的浸润线位置，作为了解尾矿坝浸润线情况的基础资料，也可以及时掌握尾矿坝坝体变化情况。但是很多矿山的4级甚至4级以上的尾矿库都没有设置浸润线观测装置，这是一个潜在的隐患，不便于企业了解坝体浸润线的变化情况，这个问题值得重视。对尾矿库进行安全性评价，还必须要调查浸润线的出溢点，这对于坝体的抗滑稳定性分析和渗透稳定性分析都是很重要的。

以下是以江西某铅锌矿尾矿库为例的浸润线调查情况：该铅锌矿尾矿坝坝体

浸润线位置较高，大部分尾矿体处于饱水状态，故沿着一些坝坡脚多处出现浸润线溢出，部分地段已经沼泽化。虽然从整体上看尾矿坝坡度较缓，但各子坝坝坡又较陡。又由于在坡角并未设置有效的排水压盖，致使在浸润线出溢地带发生较普遍的管涌现象。比较严重的是主坝的 8# 子坝，沿其坝轴线方向，在坡角处出现连续性浸润线出溢带和较多的小管涌现象，在西端坝体与山体连接部分出现一个直径几十公分的圆形管涌，在雨季，局部台阶边坡失稳，虽经堵塞，但仍有管涌现象存在。该铅锌矿尾矿坝在其 3 个变坡外，多处出现浸润线溢出，甚至出现较大的管涌和流砂现象。故此要求详细地对尾矿坝坝前浸润线溢水进行了系统的观测和调查，调查时间是 1988 年 12 月。地形图见图 5.1，调查结果如下：

1. 主坝坝前溢水点特征

(1)在 5# 钻孔台阶(标高 87m)以上坝前干燥，无溢水点分布。(2)3#、4#、5# 钻孔平台和边坡交界处的石缝中有溢水分布，水量小而分散，水质清晰，局部含微量砂滚动，出水点周围含红褐色铁质和白色矾类矿物。三个台阶总涌水量5.64 立升 / 秒。(其中 5# 钻孔台阶 1.0 立升 / 秒；4# 钻孔台阶 2.2 立升 / 秒；3# 钻孔台阶 2.25 立升 / 秒)。(3)2# 钻孔台阶堆放较多废石，无溢水外流。(4)1# 钻孔台阶与边坡交界处有二段溢水，涌水量较为集中，但水量小且见有流砂涌出，涌水量计 0.6 立升 / 秒。(5)初始坝底西侧有两处较大溢流水，出水洞直径 15～20cm，水质清晰，洞口有较多细流砂滚动，测点涌水量为 6.4 立升 / 秒。(6)主坝出水口总的溢水量为 16.6 立升 / 秒，其中有少量水由选厂和其他水管渗进来的。

2. 3# 副坝坝前溢出点调查

(1)南向副坝起用时间短，坝底高(标高 100 米以上)坝前坡和坝前底台阶均无出水点分布。(2)北东向副坝为老副坝，渗水点集中分布在 14# 钻孔台阶西侧，标高 95m，出水点有一处，溢水口直径 10～15cm，水质清晰，出水口有流砂滚动，溢流量估计 2～3 立升 / 秒。该处已于 1988 年底进行处理，平台上铺一层宽 3m、长 20m、厚 30cm 的碎石粗纱挡墙，处理后溢水量分散减少。(3)3# 副坝上方 1# 污水坝边坡由石块砌成，石缝中渗透较大涌水，涌水量 9.18 立升 / 秒。该股水流经 15# 钻孔台阶西部水沟流入选厂排出。

浸润线出溢调查的结果可以作为后续的渗透稳定性评价的参考。对于设置有浸润线观测孔的尾矿坝，要求定期的进行观测，更好的了解尾矿坝的运行情况，从而提高对尾矿库的管理水平。

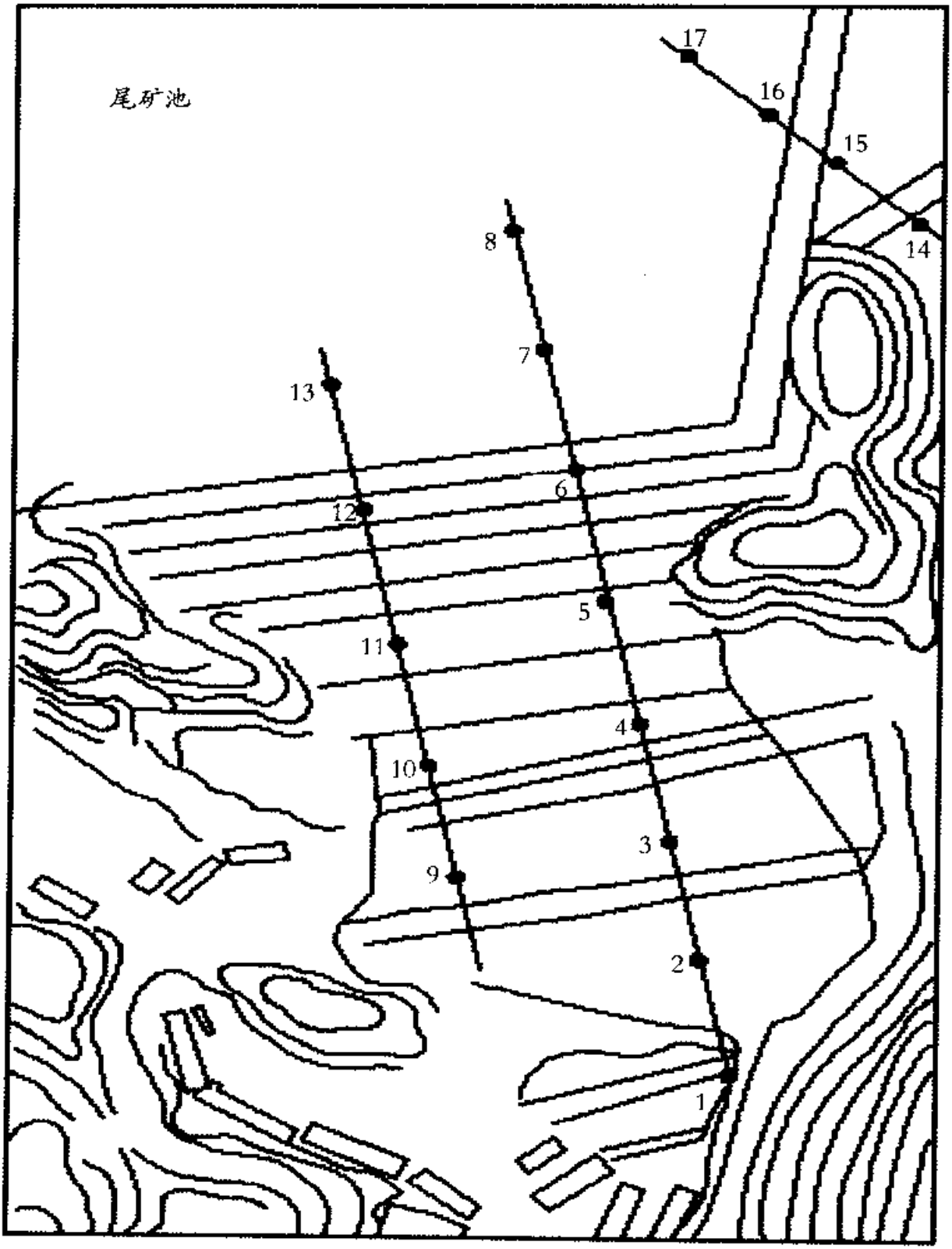


图 5.1 某铅锌矿尾矿坝勘察工程平面图

§ 5.2 二维渗流场计算

在地表浸润线观测和调查以及室内与现场渗透系数实验的基础上，进行了渗流场的计算与分析。在分析计算之前首先要确定合理的计算剖面，除极薄的夹层外，勘察剖面各种土料的分布情况均应尽可能予以反映。根据现场和室内土工实验的尾矿体的渗透系数实验结果，以及参考国内外尾矿坝渗流计算的渗透系数经验值，并考虑到尾矿坝中尾矿体的各向异性，选取了合理的计算参数。

在二维稳定流场计算中，设水流运动符合达西定律：

$$V_x = -K_x \frac{\partial H}{\partial x} \tag{5-1}$$

$$V_y = -K_y \frac{\partial H}{\partial y} \tag{5-2}$$

式中：V_x、V_y 分别是在 x、y 方向上的渗透速度。K_x、K_y 分别是在 x、y 方向上的渗透系数。H 为水头值函数。

$$H = Z + P/\gamma_w \tag{5-3}$$

其中：Z 为所讨论点相对于基准线的高度。P 为该处水压力。γ_w 为水容重。

根据稳定条件可得到关于水头值 H 的准调和微分方程式：

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(K_x \frac{\partial H}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(K_y \frac{\partial H}{\partial y}\right) + Q = 0 \tag{5-4}$$

式中：Q为产生水的速率。

关于水头 H 的边界条件有：$H(x,y)|_{B1} = H_0(x,y)$ (5-5)

$$K_n \frac{\partial H}{\partial n}|_{B2} = q(x,y) \tag{5 6}$$

式中：n 表示边界的法线方向，(5-5)式表示边界 B1 上的水头值已知，(5-6)式表示边界 B2 上的流量已知。

关于采用有限元法求解上述渗流场问题的方法，在许多有关文献上都有叙述，这里不再列出。采用有限元法根据已知的水文地质边界条件可以得到计算剖面的浸润线。但是，由于在计算中，地下水位线地段地下水流场的边界是未知的，所以需要经若干次调整后才能确定：先设定一条浸润线，在式(5-6)中在 $q(x,y)=0$ 条件下对方程(5-4)进行求解，得出水头值函数 $H(x,y)$，分布在浸润线处与(5-3)一般是不

一致的。再修改设定的浸润线位置重复计算，直到式(5-3)和式(5-4)在该处的差值达到允许的误差范围之内为止。

尾矿坝的浸润线计算还有一种简化方法，根据《选矿厂尾矿设施设计规范》[15][28]中"上游式尾矿坝渗流计算简法"计算剖面的位置。其方法是首先确定化引滩长及化引库水位，假定放矿水覆盖了绝大部分滩面，此时化引滩长计算公式为：

$$L_i = 3.3 \times L_c^{0.48} \tag{5-7}$$

式中 L_i 为化引滩长，L_c 为计算条件下的实际滩长。

化引库水位的计算公式为：

$$H_i = H + \frac{L_c - L_i}{m_0} \tag{5-8}$$

式中 H_i 为化引库水位，H 为计算条件下实际库水位，m_0 为沉积滩坡度系数(亦即沉积滩坡度为 $1:m_0$)。浸润线位置参照《尾矿设施设计参考资料》[16]一书中有关章节加以确定。将尾矿坝简化视为坝基不透水的均质坝，当无排渗设施且下游无水时，浸润线方程可表示为：

$$y = (h_i^2 - \frac{h_i^2 - a^2}{L - ma} x)^{1/2} \tag{5-9}$$

式中 a 为出逸点高度，按下式计算：

$$a = \frac{L}{m} - [(\frac{L}{m})^2 - h_i^2]^{1/2} \tag{5-10}$$

$$L = L_1 + \Delta L \tag{5-11}$$

$$\Delta L = m_0 h_i / (2m_0 + 1) \tag{5-12}$$

式中 m 为下游坡度系数，L、L_1 和 ΔL 的意义如图 5.2 所示。

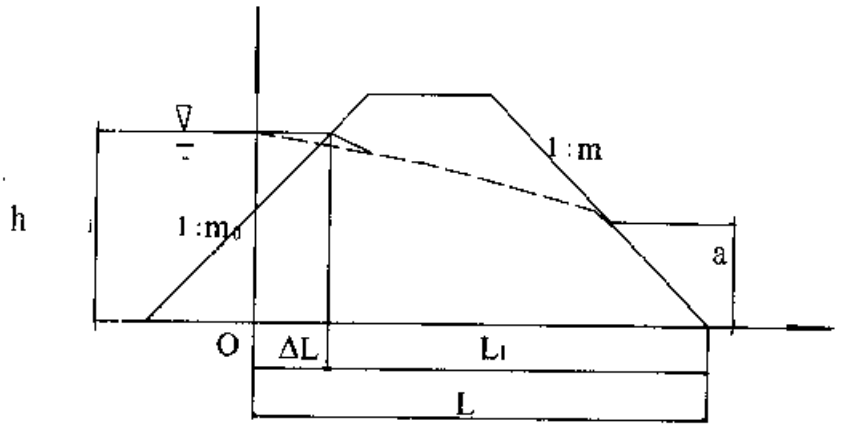


图 5.2 渗流计算示意图

以上介绍的这两种方法在尾矿坝的浸润线计算中是比较常用的两种方法，还有其他的计算方法也可以使用，比如有限差分方法，对于其他计算方法的原理和过程在此不再详述。尾矿坝在不同工况条件下浸润线形态和出溢点的计算是渗透稳定性分析的基础，同时也是坝体抗滑稳定性分析和坝体应力场分析的基础。

以某铅锌矿尾矿坝 1988 年的情况为例，采用有限元方法进行计算分析，计算中分别采对 1—1、2—2、3—3 三个剖面的 +106m、+115m 两个不同的高程共进行了六个方案的渗流计算。各方案的节点、单元总数和干滩长度取用情况见表 5.1。

各计算剖面的计算网格如图 5.3、图 5.4、图 5.5 所示。

表 5.1　　各计算剖面节点、单元、干滩长度情况表

剖面号	坝顶高程(m)	节点总数	单元总数	干滩长(m)
1—1	106	373	331	100
	115	409	363	50
2—2	106	350	310	22
	115	362	321	5
3—3	106	304	269	20
	115	401	356	50

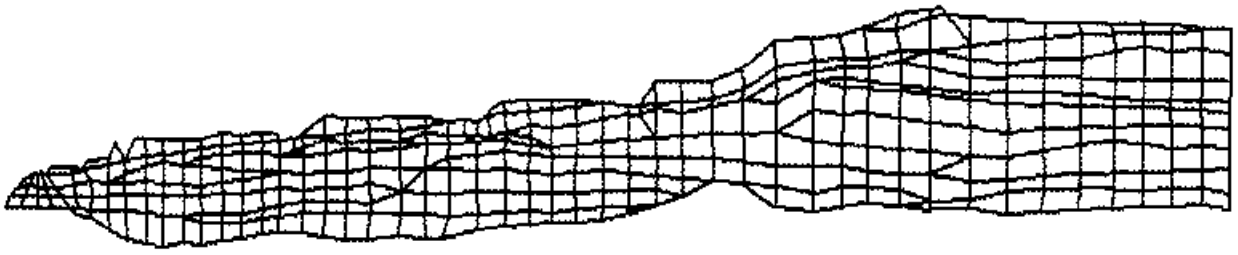


图 5.3 1—1 剖面计算网格图(106 米标高)

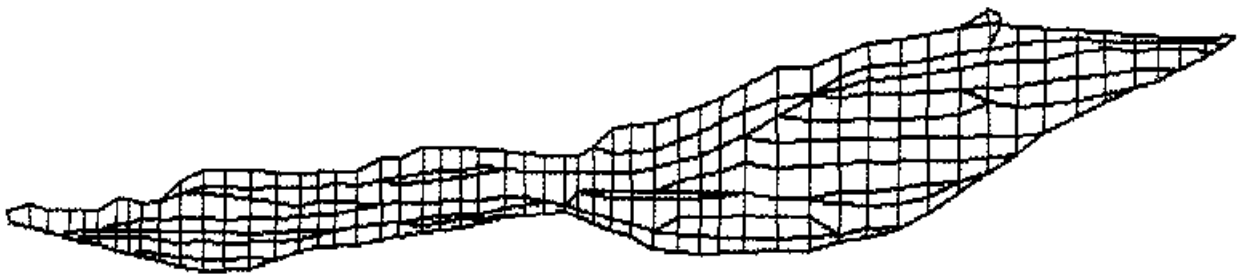


图 5.4 2—2 剖面计算网格图(106 米标高)

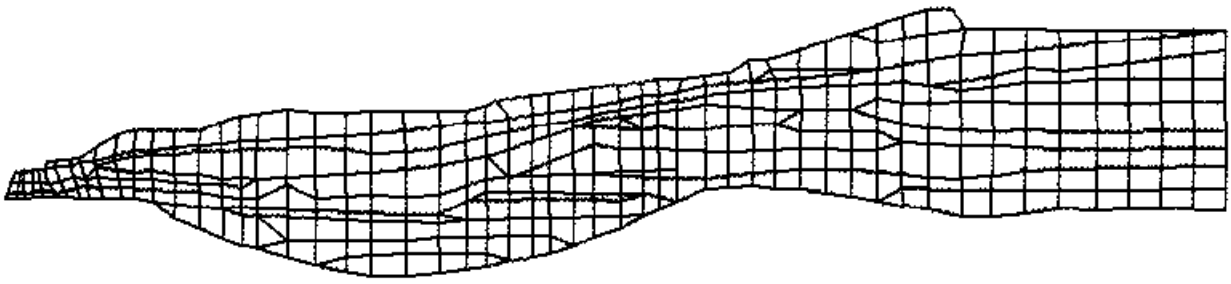
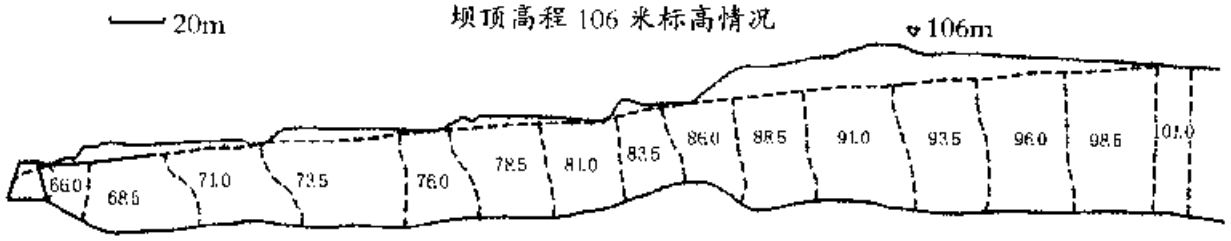


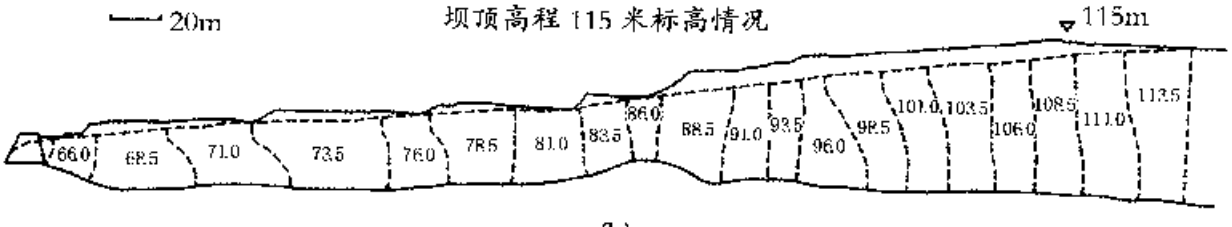
图 5.5 3－3 剖面计算网格图(106 米标高)

在计算中，基岩作为隔水体，初期坝作为相对隔水体处理。根据尾矿坝坝前浸润线出溢情况，在各剖面的相对位置作为水头值计算的边界条件点，这些点的水头值等于他们相对于基准线的高度。对于 1－1 和 3－3 剖面的初期坝，假定水在初期坝高度的 05～0.7 倍处溢出，这样的考虑偏于安全。

在上述条件下得到的各剖面浸润线与水头等势线如图 5.6、图 5.7、图 5.8 所示。

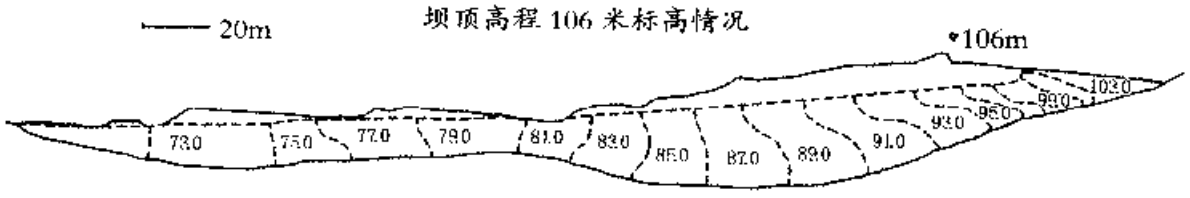


(a)

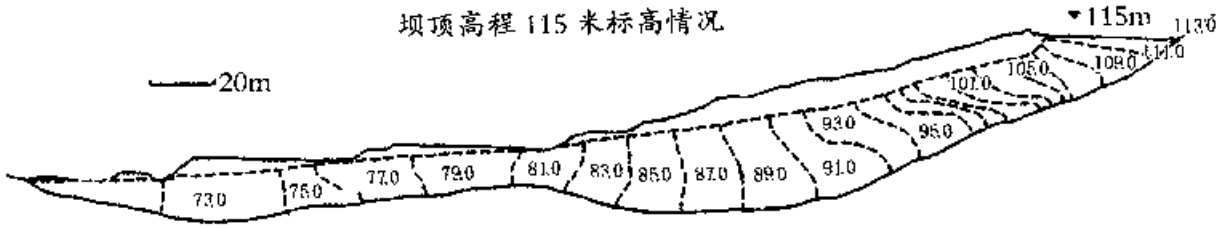


(b)

图 5.6 1－1 剖面浸润线与水头等势线图

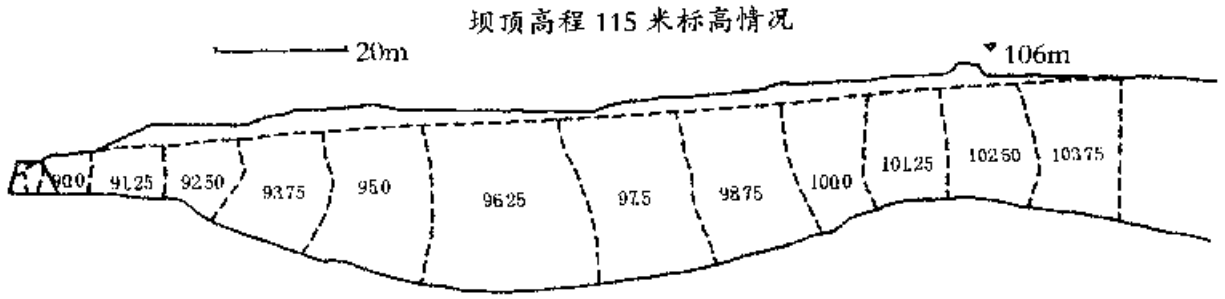


(a)

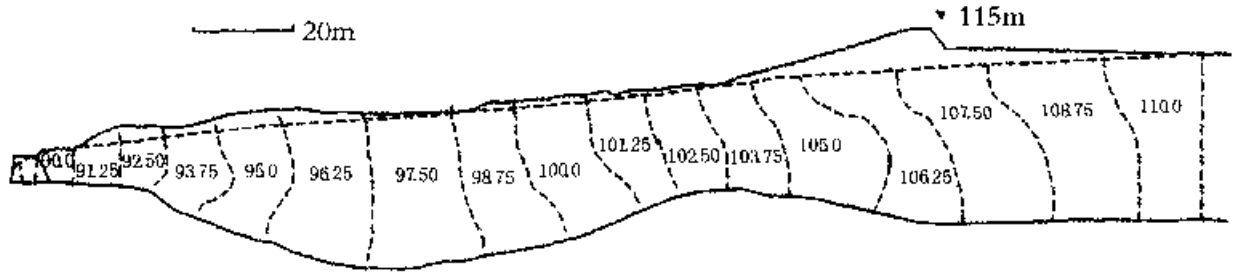


(b)

图 5.7 2－2 剖面浸润线与水头等势线图



(a)



(b)

图 5.8 3－3 剖面浸润线与水头等势线图

从图中可以看到，各剖面的浸润线很高，接近于坡面。当尾矿坝坝顶高程从106m 增加到 115m 时，明显地提高了尾矿库的近处水位，但对于主坝靠近初期坝200 多米范围内的浸润线位置几乎没有影响。对于 3—3 剖面，计算分析结果表明在初期坝坝顶附近无水溢出，但达到坝顶最终标高为 115m 时，此处将可能有水溢出。

在 1—1、3—3 剖面布置有水位观测孔，其中 1 至 6 号孔在 1—1 剖面上，14～16 号孔在 3—3 剖面上。表 5.2 给出浸润线计算结果与实测资料的对照情况，其中1989 年 12 月份的观测水位反映了干旱季节的情况，1989 年 7 月 3 日的资料是在 6 月 7 日至 9 月 12 日间的 8 次观测中水位最高的一次观测反映在雨季中的水位情况。

表 5.2 浸润线计算结果与实测资料对照情况

项目 \ 孔号	1号	2号	3号	4号	5号	6号	14号	15号	16号
孔口高程(m)	65.10	73.35	78.70	82.84	87.09	102.52	95.59	98.94	104.84
1989年2月2日观察水位(m)	64.71	70.78	75.70	79.59	82.96	93.76	93.76	95.90	100.72
1989年7月3日观察水位(m)	64.89	71.10	76.96	80.45	83.96	96.15	96.15	97.21	101.81
计算结果(m)	65.10	72.90	75.97	81.05	87.09	93.16	93.16	98.04	101.00

从表 5.2 可以看出，3—3 剖面的浸润线计算结果与 7 月 3 日的观测值很一致。对 1—1 剖面在南边一般高于观测值。在 6# 钻孔附近低于观测值，为了能反映最不利条件，在极限平衡计算中以计算得到的浸润线为主，局部地段采用了观测中得到的最高水位资料。

以上计算程序为自编有限元渗流计算程序，以江西某铜矿尾矿坝的简化模型为例，采用二维的商业有限元方法计算程序计算该尾矿坝在正常运行情况下的浸润线位置，使用的程序为加拿大的 Geo-slope 公司开发的 SEEP/W 程序，计算结果见图 5.9 所示，该尾矿坝的浸润线计算结果与实测结果比较接近，说明采用 SEEP/W 计算尾矿坝的浸润线是能满足工程上的精度要求的。

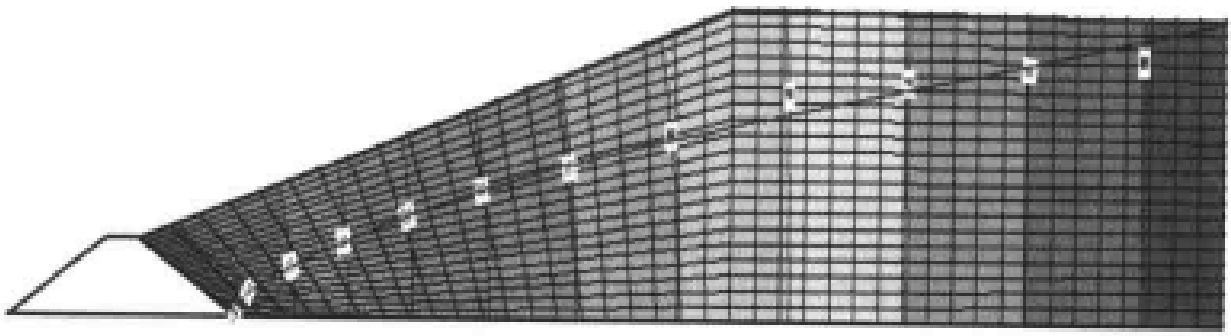


图 5.9 采用有限元方法计算的浸润线结果

以上介绍了渗流的二维计算，包括简化方法和有限元方法。三维渗流的有限元计算方法也有商用软件，比如 SEEP3D，在此不再予以介绍。以下再看看基于三维有限差分的渗流计算。

§5.3 有限差分法三维渗流场计算

三维快速拉格朗日法是一种基于三维显式有限差分法的数值分析方法，它可以模拟岩土或其他材料的三维力学行为。三维快速拉格朗日分析将计算区域划分为若干单元，每个单元在给定的边界条件下遵循指定的线性或非线性本构关系，如果单元应力使得材料屈服或产生塑性流动，则单元网格可以随着材料的变形而变形，这就是所谓的拉格朗日算法，这种算法非常适合于模拟大变形问题。三维快速拉格朗日分析采用了显示有限差分格式来求解场的控制微分方程，并应用了混合单元离散模型，可以准确地模拟材料的屈服、塑性流动、软化直至大变形，尤其在材料的弹塑性分析、大变形分析以及模拟施工过程等领域有其独到的优点。

FLAC^{3D}(Three Dimensional Fast Lagrangian Analysis of Continua)是由美国 Itasca Consulting Group Inc 开发的三维快速拉格朗日分析程序，该程序适用于分析渐进破坏和失稳以及模拟大变形[29]。它包含了 10 种弹塑性材料本构模型，有静力、动力、蠕变、渗流、温度五种计算模式，各种计算模式间可以互相耦合，可以模拟多种结构形式，如岩体、土体或其他材料实体，梁、锚、桩、壳以及人工结构如支护、衬砌、锚索、岩栓、土工织物、摩擦桩、板桩、界面单元等，可以模拟复杂的岩土工程或力学问题。

FlAC^{3D} 能够模拟孔隙介质中的饱和流，渗流计算能不依赖常规力学单独计算，也能够平行于力学计算，获得渗流与应力的相互作用的影响。FlAC^{3D} 的渗流模拟具有下列特征：

(1)各向同性的渗透关系及用于计算区域内的不透水材料的不透水模型；

(2)不同的单元可有不同的渗透模型和参数；

(3)流体压力、流量及不渗透边界条件能被使用；

(4)流体源可被设置到材料中作为一个点源或体源，其流入或流出的流量能随时间变化；

(5)任何的力学本构关系均能与流体流动模型一起用于耦合分析；

(6)流体流动模型基于不变的材料常数假设且不考虑对流的影响，非线性渗流特性可通过 FlSH 函数指定孔隙压力和材料参数。

FlAC^{3D} 在线性准静态的比奥理论框架内处理耦合的变形过程，该方法能用于求解孔隙介质中的达西渗流问题。各种类型的流体包括空气和水能被表述通过这个模型，孔隙介质的流体渗流由孔隙压力和指定流量矢量的三个分量等变量来描述，这些变量通过流体体平衡方程、达西定律和流体对孔压、体应变变化响应的本构方程联系起来。为考虑耦合，在增量力学本构关系中考虑了孔压影响。假设体应

变是已知的，使用达西定律，代入质量平衡方程到流体本构关系中，产生一个包含孔压的可被求解特定几何体、参数、边界和初始条件的方程。

流体扩散率可表述为：

$$c=\frac{k}{1/M+\alpha^2/\alpha_1} \tag{5-13}$$

其中 k 为渗透率，M 是比奥模量，α是比奥系数，α 1=K+4/3G，K 是体积模量，G 是剪切模量。

比奥系数考虑了孔隙材料的颗粒体积压缩性，如果α=1，固体颗粒被认为是不可压缩的。比奥模量 $M=KW/n$，KW 为流体体积模量，n 为孔隙率。流体扩散率变为：

$$c=\frac{k}{n/K_w+1/\alpha_1} \tag{5-14}$$

对于非耦合渗流计算，流体扩散率为：

$$c=kM \tag{5-15}$$

对于小变形，流体质量平衡可表述为：

$$-q_{i,i}+q_v=\frac{\partial\zeta}{\partial t} \tag{5-16}$$

其中 q_i 是流量矢量(m/s)，q_v 流体源的强度(1/s)，ζ为单位孔隙材料中流体扩散产生的流体体积的变化量(比奥，1956)。

在 FLAC[3D] 中，ζ的改变与孔隙压力 p 和力学体应变 ε 的变化线性关联起来，流体的本构关系表述如下：

$$\frac{\partial\zeta}{\partial t}=\frac{1}{M}\frac{\partial p}{\partial t}+\alpha\frac{\partial\varepsilon}{\partial t} \tag{5-17}$$

其中 M 为比奥模量(N/m²)，α 是比奥系数。

$$\text{则有：}-q_{i,i}+q_v^*=\frac{1}{M}\frac{\partial p}{\partial t} \tag{5-18}$$

$$\text{其中：}q_v^*=q_v-\alpha\frac{\partial\varepsilon}{\partial t}$$

定义流量矢量和孔隙之间最基本的关系是达西定律。对一个均一的、各向同性的材料和固定的流体密度，关系式如下：

$$q_i = k[p - \rho_f x_j g_j]_{,i} \tag{5-19}$$

其中 k 为渗透率，ρ_f 为流体密度，gi，i=1，3 为重力矢量的三个分量。

定义变量

$$\phi = \frac{p - \rho_f x_j g_j}{\rho_f g} \tag{5-20}$$

为势头，$\rho_f g\phi$ 定义为压力势。

在流体本构关系中，反映了体应变对孔隙水压力的影响。反之，孔隙水压力的改变也产生了力学变形，孔隙介质本构方程的增量表达式如下：

$$\Delta\bar{\sigma}_{ij} + \alpha\Delta p\delta_{ij} = H_{ij}^{*}(\sigma_{ij}, \Delta\varepsilon_{ij}) \tag{5-21}$$

其中 $\Delta\bar{\sigma}_{ij}$ 是应力增量，H_{ij}^{*} 是给定的函数，δ_{ij} 是单位阵。

对于一个给定的 q_i^*，流体质量平衡方程（2-25）与式（2-26）的达西定律在 FLAC[30] 中能通过基于介质离散到单元的有限差分方法来求解。数值方法依赖于质量平衡方程的结点公式，这个公式相当于力学模块中牛顿定律结点形式的公式。它通过用孔隙压力、流量矢量、孔压梯度分别代替力学公式中的速度矢量、应力张量、应变率张量而获得。

渗流模拟数值离散过程中，按常规，四面体结点通过结点号 1 到 4 来指定，面 n 是结点 n 相对的面，上标 (f) 指示着联系面 f 变量的值。

在四面体中假定孔压是线性变化的，流体密度是不变的，则运用高斯散度法则，式(5-20)中的压力势的梯度可表达为结点的孔隙压力值：

$$(p - \rho_f x_i g_i)_{,j} = -\frac{1}{3V}\sum_{l=1}^{4}(p^l - \rho_f x_i^l g_i)n_j^{(l)}S^{(l)} \tag{5-22}$$

其中 $[n]^{(l)}$ 是面 l 的外矢量法线，S 是面的表面积，V 是四面体的体积。

为数值准确，量 $x_i - x_i^l$ 可代替式(5-22)中压力势表达式中的 x_i，而不影响压力势梯度的值，其中 x_i^l 相当于四面体结点的坐标。则有：

$$(p - \rho_f x_i g_i)_{,j} = -\frac{1}{3V}p^{*l}n_j^{(l)}S^{(l)} \tag{5-23}$$

其中

$$p^{*l} = p^l - \rho_f(x_i^l - x_i^1)g_i \tag{5-24}$$

式(5-18)的流体质量平衡方程可表达为：

$$q_{i,i} + b^* = 0 \tag{5-25}$$

其中

$$b^* = \frac{1}{M}\frac{\partial p}{\partial t} - q_v^* \tag{5-26}$$

该公式相当于力学结点公式的体力 ρb_i。

对于单个四面体，采用类推法，节点流量可表达为：

$$Q_e^n = Q_t^n - \frac{q_v^* V}{4} + m^n \frac{dp^n}{dt} \tag{5-27}$$

其中

$$Q_t^n = \frac{q_i n_j^{(n)} S^{(n)}}{3} \tag{5-28}$$

$$m^n = \frac{V}{4M^n} \tag{5-29}$$

总体上，建立的流体质量平衡方程的结点公式要求在每一个整体结点中，四面体的结点流量（$-Q_e^n$）与该结点应用的边界和源组成的流量（Q_w^n）的和为零。即

$$-\sum Q_e^n + \sum Q_w^n = 0 \tag{5-30}$$

为了节省计算时间，引入一个单元的公式（Q_z^n）来表述式(5-28)中的该单元的结点的压力势，定义

$$Q_z^n = M_{nj} p^{*j} \tag{5-31}$$

其中 M_{nj} 为该单元的区矩阵，由相联的结点值组合而来，p^* 为该单元的结点压力势。

反之，整体结点值 Q_T^n 可由单元值（Q_z^n）组合而获得，对每一个整体节点 n，有

$$Q_T^n = C_{nj} p^{*j} \tag{5-32}$$

式中 $[C]$ 是整体矩阵，$[p^*]$ 是整体结点压力势。

通过式(2-33)、(2-25)、(2-36)运算后可获得：

$$\frac{dp^n}{dt} = -\frac{1}{\sum m^n}[Q_T^n + \sum Q_{app}^n + \sum Q_m^n] \tag{5-33}$$

其中 Q_T^n 是式(5-32)定义的节点孔压函数，$\sum Q_{app}^n$ 是一个已知体源、边界条件、点源的函数，有下列形式：

$$\sum Q_{app}^n = -\sum [q_v \frac{V}{4} + Q_w]^n \tag{5-34}$$

$\sum Q_m^n$ 是力学的结点流量组成部分，定义如下：

$$\sum Q_m^n = \frac{d}{dt}[\sum(\alpha\varepsilon\frac{V}{4})^a] \tag{5-35}$$

在 FLAC[3D] 中，比奥模量是节点的属性量，由式(5-29)有

$$\frac{1}{\sum m^n} \sim \frac{M^n}{V^n} \tag{5-36}$$

其中

$$V^n = \sum(\frac{V}{4})^n \tag{5-37}$$

则式(5-33)可改写为：

$$\frac{d}{dt}[p^n - p_v^n] = -\frac{M^n}{V^n}[Q_T^n + \sum Q_{app}^n] \tag{5-38}$$

其中

$$p_v^n = -\frac{M^n}{V^n}[\sum(\alpha\varepsilon\frac{V}{4})^n] \tag{5-39}$$

式(5-38)包含了离散中的每一个结点，该方程在 FLAC[3D] 中被求解，对于一个给定的dp_v^n/dt，可使用显式的或隐式有限差分方法求解。

在显式方法中，p–pv 的值假设在一个时间间隔 Δt 内是线性变化的，式(5-38)的左边使用向前有限差分表达。

$$p_{<t+\Delta t>}^n = p_{<t>}^n + \Delta p_{v<t>}^n + \Delta p_{<t>}^n \tag{5-40}$$

其中

$$\Delta p_{<t>}^n = \chi^n[Q_{T<t>}^n + \sum Q_{app<t>}^n] \tag{5-41}$$

$$\chi^n = -\frac{M^n}{V^n}\Delta t \text{(5-42)} \tag{5-42}$$

$$\Delta p_{v<t>}^n = -\frac{M^n}{V^n}[\sum(\alpha\Delta\varepsilon\frac{V}{4})^n]_{<t>} \tag{5-43}$$

当时步 Δt 保持在一定的限值以下时，显式方法能够获得数值稳定性。

以某尾矿坝的简化模型为例，采用三维有限差分方法进行计算该尾矿坝在洪水运行条件下的浸润线位置，计算模型的网格划分见图 5.10 所示，计算结果如图 5.11 所示：



图 5.10　江西某铜矿尾矿坝计算网格

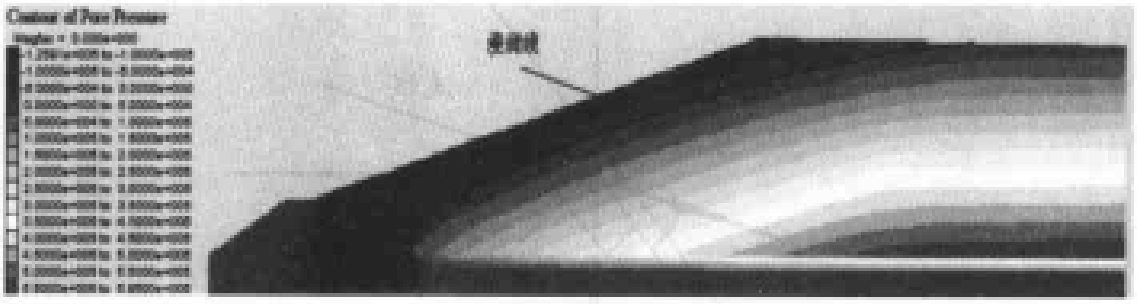


图 5.11　某尾矿坝洪水运行条件下浸润线计算结果

从计算结果来看，二维的浸润线有限元方法的计算与三维有限差分方法计算得到的结果差别不大，说明有限元和有限差分方法在尾矿坝的渗流场计算方面都是可以使用的，计算结果都受网格划分的粗细影响，在计算的时候要注意使网格划分要达到一定的精度。

§ 5.4 渗透稳定性分析

对于尾矿坝在浸润线以下土体受力状态如图 5.12 所示。

当浮容重γ'与渗透力$\gamma_w J$的合力能克服摩擦阻力时，开始产生渗流失稳，若渗流的流线与水平之间的角度为θ，坝坡坡脚为β，故可写出斜坡表面单位土体的力的极限平衡方程式为：

$$\gamma' \sin\beta + \gamma_w J_c \cos(\beta - \theta) = [\gamma' \cos\beta - \gamma_w J_c \sin(\beta - \theta)] \cdot \tan\phi \quad (5\text{-}44)$$

式中：J_c临界水力梯度。当浸润线与坝坡的交点处，由于浸润线与坝坡相切，即流线平行于坝底向下，$\theta=\beta$，故得临界水力梯度J_c和临界边坡角β^*为：

$$J_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \cos\beta (\tan\phi - \tan\beta) \quad (5\text{-}45)$$

$$\tan\beta^{*}=\frac{\gamma'}{(\gamma_w+\gamma')}\cdot\tan\phi \tag{5-46}$$

式中：J_c—临界水力梯度；γ'—浮容重；γ_w—水容重；β—坡角，β^{*}—临界坡角；ϕ—内摩擦角。

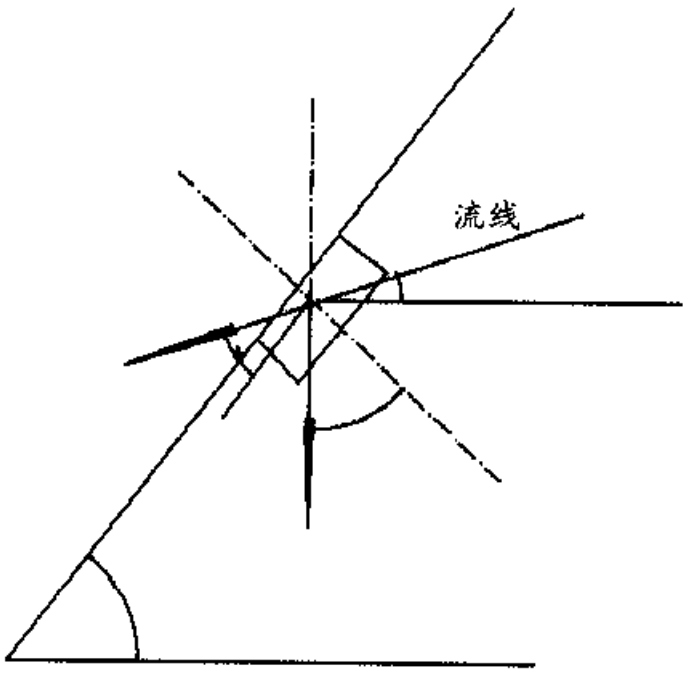


图 5.12 浸润线以下土体受力状态示意图

而渗流坡降 J 应小于允许渗流坡降 J_y，在渗流出逸点以下部位，流线沿着坡面，因此 $J=sin\beta$，而 J_y 按下式计算：

$$J_y=\frac{J_c}{F_s} \tag{5-47}$$

式中 F_s 为渗透安全系数，按《尾矿设施设计参考资料》[16]中的表 2-117 可以查得各个等级尾矿库的尾矿库的渗透安全系数为，以常见的 3 级以下的尾矿库为例，取渗透安全系数为 2，即有：

$$J_y=0.5\ J_c=\frac{\gamma'}{2\gamma_w}\cos\beta(\tan\phi-\tan\beta) \tag{5-48}$$

如果在浸润线的出逸点以下部分都满足水力坡降：

$$J<J_y \tag{5-49}$$

则认为满足渗透稳定性的要求，反之则不满足要求。因沿坡面有：

$$J=\sin\beta \tag{5-50}$$

联立式(5-48)、式(5-49)和式(5-50)可得到:

$$\tan\beta < \frac{t}{1+t}\tan\phi \tag{5-51}$$

令$t=\frac{\gamma'}{2\gamma_w}$,即如果上式成立,就能够满足渗透稳定性的要求。

对于浸润面(线)出溢或是浸润面(线)较高的情况,要修建排渗设施,以降低其浸润面(线)的高度。而比较常见的措施有设置排渗盲沟,坝体底部铺设透水层,或是建立坝体水平垂直联合排渗系统。浸润面(线)的降低可以保证坝体的渗透稳定性,同时也能够提高坝体在正常运行情况下的抗滑稳定性安全系数。

第六章　土工织物滤层化学淤堵研究

§6.1 简介

土工合成材料问世已有四十多年的历史，纺织工业的革命、合成纤维和高分子材料的发展为土工织物的应用奠定了基础。1957 年荷兰用锦纶机织土工织物做成砂包用于堵口工程。1958 年在美国将机织土工织物用于佛罗里古州海岸防冲。在西德将合成纤维制成沙包用于防护堤岸。1959 年在日本用合纤土工织物砂包建造堤防。1966 年在美国首次采用非织造土工材料做沥青路面，并在美国得到巨大发展。1967 年格栅在美国和日本应用。1968 年土工织物在欧洲形成一系列化市场。1970～1971 年土工织物应用发展，如排水反滤等工程。1972 年纺粘法土工布产业化，并由法国扩展到英国和奥地利等国。1972 年美国陆军工程师团水力学试验室建立土工织物反滤准则。1974 年美国开始了一系列的原型实验研究极大地促进了土工的发展。1997 年，巴黎召开“第一界国际土工织物会议”，推动了市场急速发展。1978 年开始在坝高 80 米的土坝采用土工织物排水和反滤系统。进入 80 年代，土工织物发展迅速，复合型、组合型材料相继涌现，土工织物(Geotextile)也发展成为由对各种聚合物制成的土工产品总称即土工合成材料(Geosynthetics)。

我国于 20 世纪 80 年代开始使用土工合成材料，现已在我国水利、防洪抢险、铁路、公路、电力、海港、矿山、建筑以及军事工程领域开始应用[30]。在降低浸润线的排渗措施中，由于土工织物具有透水性和阻止尾矿颗粒的流失的性质而被作为排渗材料广泛地用于尾矿坝的排渗工程之中。但有些尾矿坝遇到了土工织物淤堵问题。本章针对某铜矿尾矿坝排渗系统中发生的土工织物淤堵问题，通过一系列试验研究对无纺土工织物化学淤堵问题进行了初步探讨。

土工织物淤堵可分为机械淤堵、化学淤堵和生物淤堵三类[31][32]。目前国内外对土工织物机械淤堵问题已研究得比较成熟[33]，并建立了一定的试验规程，设计中只需按一定的准则选择适当的土工织物型号，就可以避免机械淤堵的发生。但目前对另外两种形式的淤堵问题还研究的很少，甚至还缺乏比较清楚的认识。排渗设施出现淤堵后，致使坝体浸润线升高甚至溢出，对尾矿坝安全运行非常不利。所以，此问题已引起尾矿坝设计和使用部门的重视。江西某铜矿尾矿坝在堆积坝体的排渗设施中，垂直反滤竖井及水平反滤盲沟均采用无纺土工织物包卵石的结构形式。此排渗系统投入使用后，坝体有些部位浸润线仍很高，坝面局部出现沼泽化现象，且以靠近排渗盲沟出口处最为严重。以下部分揭示了土工织物滤层在该铜矿尾矿坝运

用工况下发生化学淤堵的条件，阐明了其发展机理。

§ 6.2 研究方法与技术路线

本研究采用室内试验为主，室内试验与现场调查研究相结合的方法，在试验手段上采用宏观与微观相结合的方法。具体技术路线如图 6.1 所示。饱和渗透试验是为了模拟长期处于浸润线以下的情况，饱和一非饱和渗流交替变化渗透试验是为了模拟浸润线上下波动影响范围的情况。

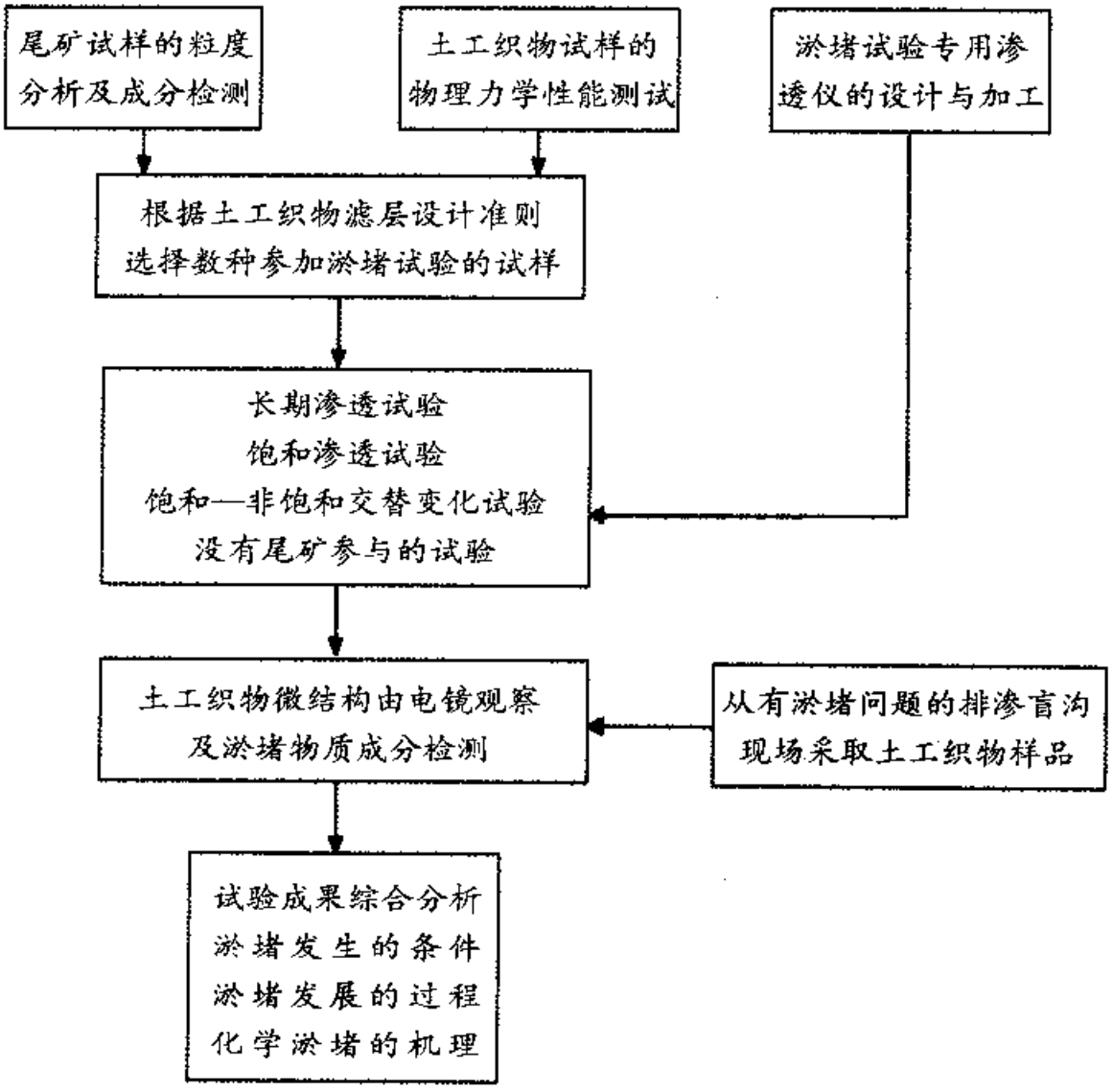


图 6.1 本研究采用的技术路线图

§ 6.3 长期渗透试验

6.3.1 仪器设备及试验材料

进行土工织物化学淤堵试验尚无标准化的仪器设备，只能根据需要自行设计。根据本项目具体情况，中国科学院武汉岩土力学研究所设计了一批大型水平渗透仪，示意图见图 6.2。仪器为长方形的盒体，用有机玻璃材料制成。盒体被细尼龙网和土工织物隔成 3 段，各段分别装水、尾砂和砾石。中段容积最大，装尾砂，并装有两根测压管。两侧段也各装有一个测压管、试验时可根据水头差和流量的测量数据计算渗透系数。四根测压管分布如图 6.2 所示。本研究试验进行中的渗透仪全貌照片见图 6.3 和图 6.4。

试验用尾砂为从江西某铜矿尾矿坝现场所取代表性样品，物性参数见表 6.1。用 X 衍射谱分析尾砂的矿物成分主要有：石英、方解石、云母、石膏、钾长石、钠长石、黄铁矿等，其 X 衍射谱见图 6.5。

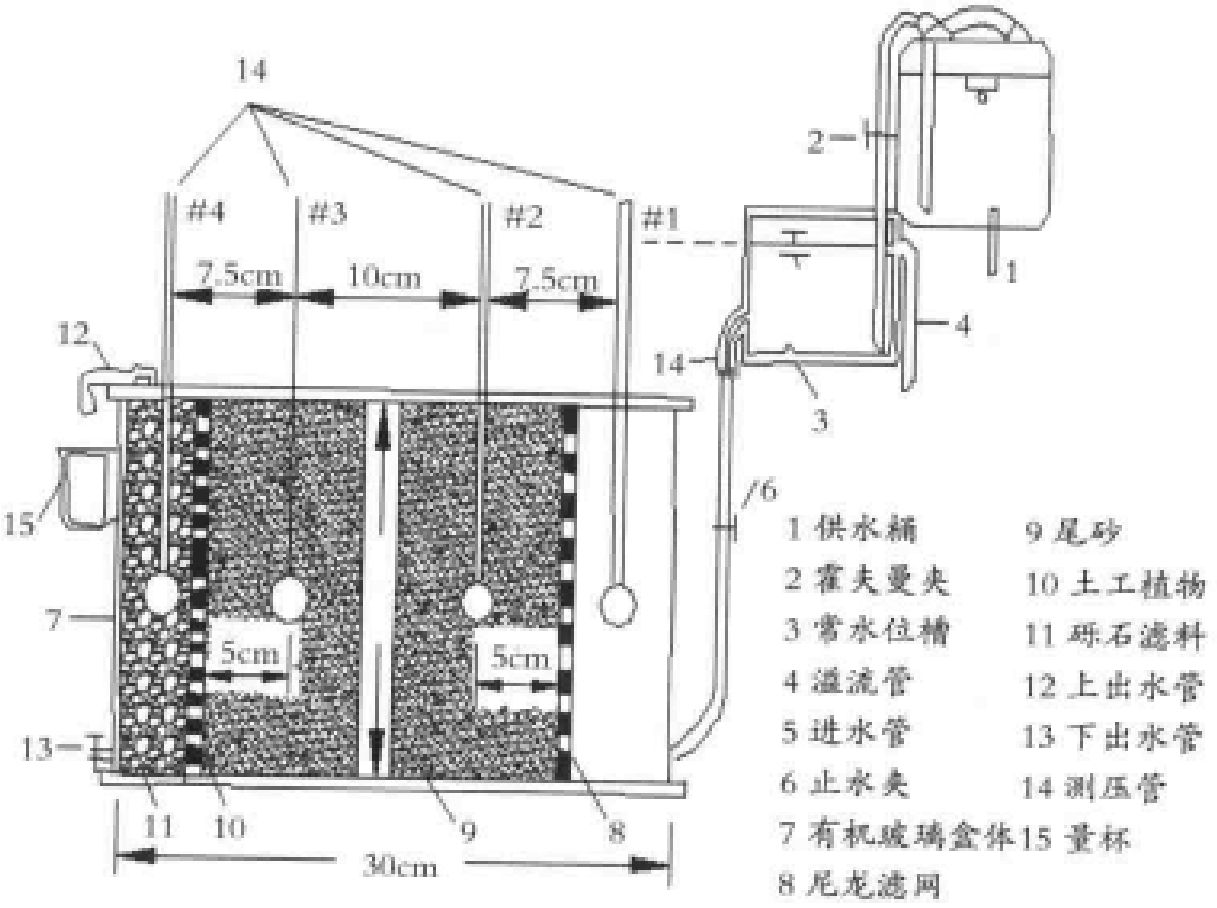


图 6.2 试验用水平渗透仪示意图

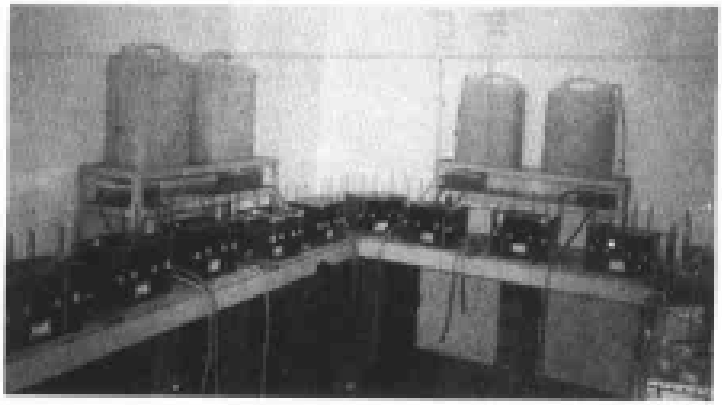


图 6.3 试验进行中渗透仪全貌远景

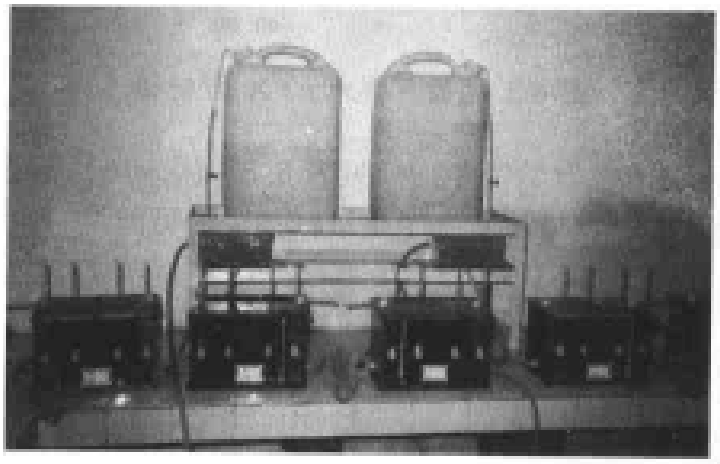


图 6.4 试验进行中渗透仪全貌近景

表 6.1　　试验用尾砂物性参数表

颗粒组成 /%					砂粒组	粉粒组	粘粒组	不均匀系数			
					粘粒大小 / mm						
0.25~0.1	0.1~0.05	0.05~0.01	0.01~0.005	0.005~0.002	d_{60} (mm)	d_{10} (mm)	$\eta = d_{60}/d_{10}$	d_{15} (mm)	d_{85} (mm)	比重	渗透系数 (cm. s^{-1})
51.7	31.1	13.6	1.0	2.6	0.115	0.029	3.97	0.044	0.17	3.34	7×10^{-4}

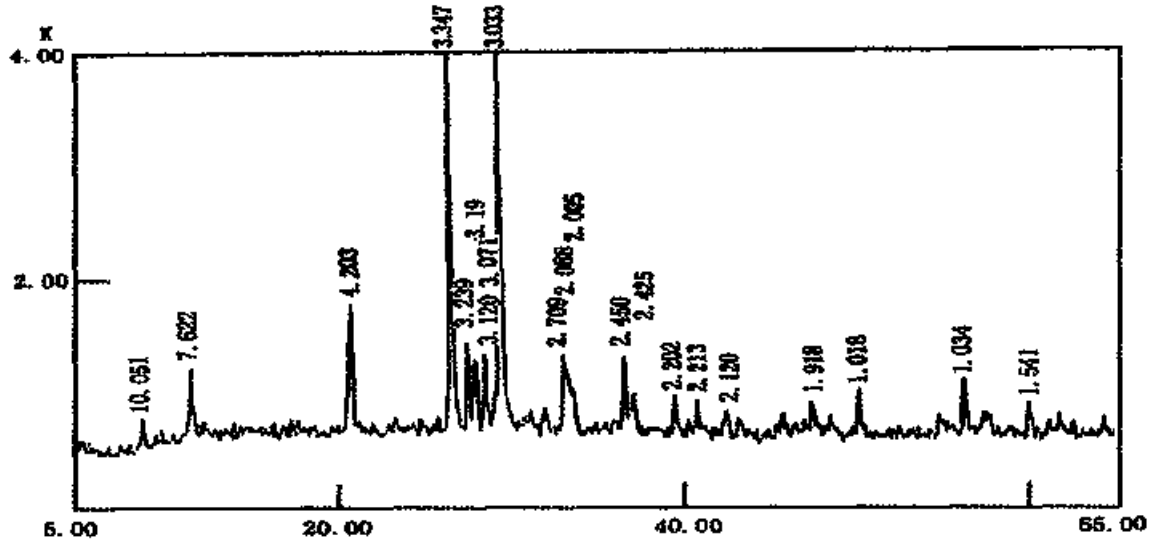


图 6.5 试验用尾砂的 X 衍射谱

试验用 3 种织物的水力学特性指标见表 6.2。因本项目旨在研究化学淤堵问题，所以在试验设计中首先排除发生严重机械淤堵的可能性。判别结果见表 6.3。

表 6.2　　试验用土织物水力学特性指标

水力学特性指标	产品型号		
	A_1	A_3	Y
等效孔径 O_{90}/mm	0.12	0.11	0.105
垂直渗透系数/(cm·s^{-1})	0.103	0.086	0.21

注：A_1，A_3 为新会无纺布厂产品，Y 湖北应城防水材料厂产品。

表 6.3　　试验用尾砂与织物机械淤堵判别结果

反滤准则	仿砂粒料准则		渗透系数比准则
	保土准则	透水准则	
表达式	$O_{90} < d_{85}$	$O_{90} < d_{15}$	$k_g < 100k_s$
A1	0.12<0.17	0.12>0.044	$1.03\times10^{-1}>100\times7\times10^{-4}$
A3	0.11<0.17	0.11>0.044	$8.2\times10^{-2}>100\times7\times10^{-4}$
Y	0.105<0.17	0.105>0.044	$2.1\times10^{-1}>100\times7\times10^{-4}$

从表 6.3 可以看出，3 种织物均不会发生严重的机械淤堵。试验用水为人工制备的饱和 $CaSO_4$ 溶液，与尾矿库水的主要成份接近。

6.3.2 试验方法

用 3 种不同型号的土工织物作对比试验，以观察织物的类型对淤堵程度的影响。并对每种织物作两种不同渗透条件下的对比试验，即饱和渗流条件及饱和与非饱和交替变化的渗流条件（以下简称交替变化渗流条件）。饱和渗流条件的控制：关闭下出水口，渗透水从上出水口流出使尾砂处于饱和渗流状态。交替变化渗流条件的控制：交替改变渗透水的流出部位，以使尾砂交替处于饱和与非饱和状态，交替循环周期多为一个星期，在每次饱和渗流相对稳定时测定测压管的读数和流量。在所有的试验中，装填尾砂的控制干密度为 $1.86\pm0.02 g/cm^3$。另外，还做了没有尾砂参与的试验，即不装尾砂，其余试验条件不变，用以研究单是尾矿水对织物的淤堵有何影响。试验前测定试验用织物厚度、质量，试验过程中测量测压管水位、渗透流量、水温，试验后使织物风干后再称重。

6.3.3 成果整理

(1) 通过试验过程中测量的测压管的读数、渗透流量及水温等，计算尾砂的渗透系数 ks 及尾砂与织物系统（以下简称系统）的渗透系数 k_{sg}。因土工织物与相邻的土层是一个整体，应联系在一起加以研究，往往透水能力失之于土工织物，却得之于土层中，单看织物本身透水性的变化显然是不够全面的[30]，因此本文未对单纯织物的渗透系数作计算。ks 及 k_{sg} 计算公式为：

$$k_s=\frac{\dfrac{Q}{t\cdot A}\cdot\gamma}{\dfrac{h_2-h_3}{l_{23}}}=\frac{Q\cdot\gamma\cdot l_{23}}{t\cdot A(\eta_2-\eta_3)} \tag{6-1}$$

$$k_{sg}=\frac{\dfrac{Q}{t\cdot A}\cdot\gamma}{\dfrac{h_1-h_4}{L+\delta}}=\frac{Q\cdot\gamma\cdot(L+\delta)}{\tau\cdot A(h_1-h_4)}$$

式中 Q 为 t 时间段内的渗透水量（cm^3）；A 为过水断面的面积（cm^2）；γ 为温度校正系数；h_1, h_2, h_3, h_4 分别为测压管 1,2,3,4 对应的水位（cm）；l_{23} 为测压管 2,3 之间的渗透距离（cm）；L 为沿渗流方向的尾砂总长度（cm）；δ 为土工织物的厚度（cm）。

(2) 绘制渗透系数随时间变化曲线。

(3) 根据试验前后织物质量的变化，计算各种试验条件下单位体积淤堵物质量。

6.3.4 试验成果分析

(1) k~t 曲线分析

饱和渗流条件下,3 种织物的 k~t 曲线变化总趋势都很相似，首先 k 有一明显的减小阶段,之后转为缓慢减小,最后 k 基本稳定。交替变化渗流条件下,3 种织物的 k~t 变化趋势与饱和渗流条件下很相似,但 k 值比饱和渗流条件下有所降低,说明织物除发生机械淤堵外还发生了化学淤堵。其中,A1 型织物 k~t 曲线饱和与交替变化渗流条件下 k_s 与 k_{sg} 对比曲线分别见图 6.6 与图 6.7。

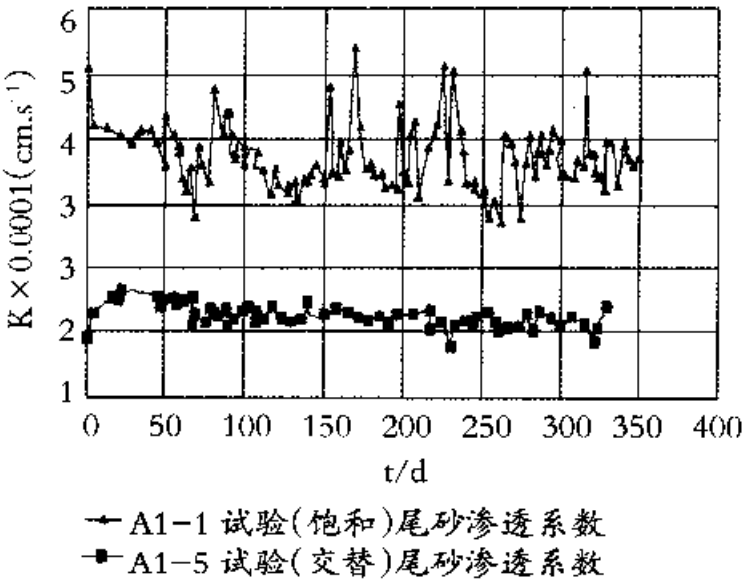


图 6.6 A1 型织物两种渗流条件下尾砂的渗透系数 随时间 t 变化曲线对比

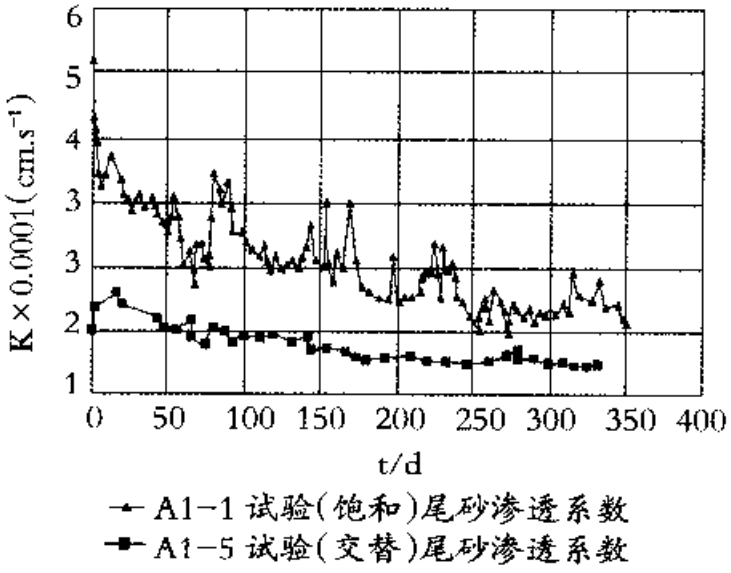


图 6.7 A1 型织物两种渗流条件下系统的渗透系数 随时间 t 变化曲线对比

(2)土工织物单位体积淤堵量分析

各种试验条件下织物单位体积淤堵量见表 6.4。没有尾砂参与的试验是为了分析淤堵机理而设计的"空白"对比试验。由表 6.4 可见，无尾砂参与时，交替变化渗流条件下淤堵量为饱和渗流条件下的 2～10 倍，可知织物发生了轻微的化学淤堵，因渗透用水为 $CaSO_4$ 饱和溶液，故淤堵物应为石膏。

表 6.4　各种试验条件下试验结束时织物单位体积淤堵量对比表

试验条件		试验编号	单位体积淤堵量 /(g·cm^{-3})	平均 /(g·cm^{-3})
有尾砂参与	饱和渗流	A_{1-1}	0.0918	0.10
		A_{1-2}	0.0891	
		A_{3-1}	0.1601	
		A_{3-2}	0.0942	
		Y_{-1}	0.1044	
		Y_{-2}	0.0608	
	饱和与非饱和交替变化渗流	A_{1-5}	0.684	0.67
		A_{1-6}	0.753	
		A_{3-5}	0.885	
		A_{3-6}	0.581	
		Y_{-5}	0.473	
		Y_{-6}	0.642	
无尾砂参与	饱和渗流	A_{1-3}	0.0020	0.0021
		A_{1-4}	0.0018	
		A_{3-3}	0.0008	
		A_{3-4}	0.0024	
		Y_{-3}	0.0031	
		Y_{-4}	0.0025	
	饱和与非饱和交替变化渗流	A_{1-7}	0.0096	0.0073
		A_{1-8}	0.0069	
		A_{3-7}	0.0082	
		A_{3-8}	0.0066	
		Y_{-7}	0.0071	
		Y_{-8}	0.0055	

尾砂参与的试验中织物淤堵量都远大于无尾砂参与的试验，说明尾砂的成分对织物淤堵起了决定性作用，且交替变化渗流条件下淤堵量为饱和渗流条件下的3～7倍，说明化学淤堵在淤堵过程中起了主要作用。

§6.4 淤堵物质的微观形态与成分检测

为进一步研究土工织物的化学淤堵机理，用电子探针显微照像观察织物中淤堵物的形态，并根据电子探针能谱图定性地分析淤堵物的矿物成分。

6.4.1 微观结构的电镜观察

未进行过试验的织物纤维表面光滑，纤维间无充填物，纤维上无附着物（见图6.8），织物经饱和渗流试验后，纤维上有少量的附着物，纤维间有粒状、块状物质充填（见图6.9及图6.10）。交替变化渗流试验后，纤维上有大量附着物，纤维间的充填物也明显多于经过饱和渗流试验的织物（见图6.11）。由此可知，交替变化渗流条件下的织物淤堵程度明显比饱和渗流条件下织物的淤堵严重，这与两种渗流条件下系统渗透系数对比结果以及单位体积淤堵物质量对比结果相符合。



图6.8 未使用土工织物放大图

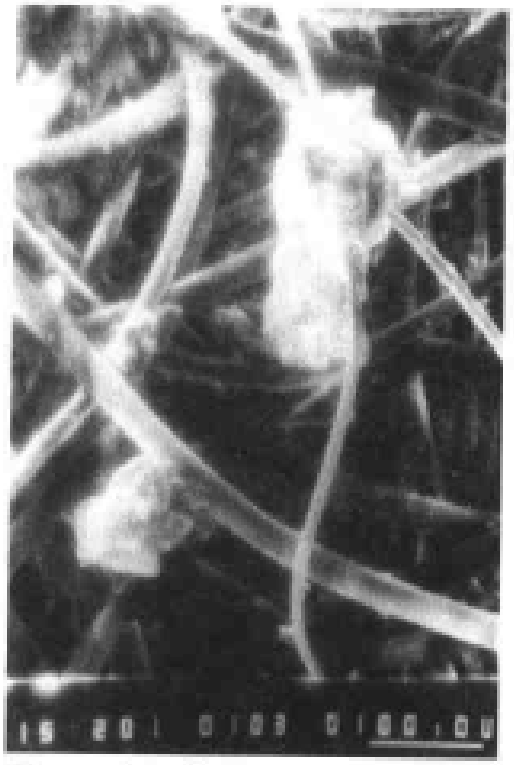


图6.9 饱和渗流试验后土工织物放大图（附着物为石膏）



图 6.10 饱和渗流试验后土工织物放大图(充填物黄铁矿)



图 6.11 经交替变化渗流试验后土工织物放大图(附着物多，成分主要为 $F_e(OH)_3$ 凝胶)

从图 6.12 可知，在交替变化渗流条件下，织物淤堵物质还有 $F_e(OH)_3$ 胶体及石膏，说明织物除了发生机械淤堵外，还发生了化学淤堵。

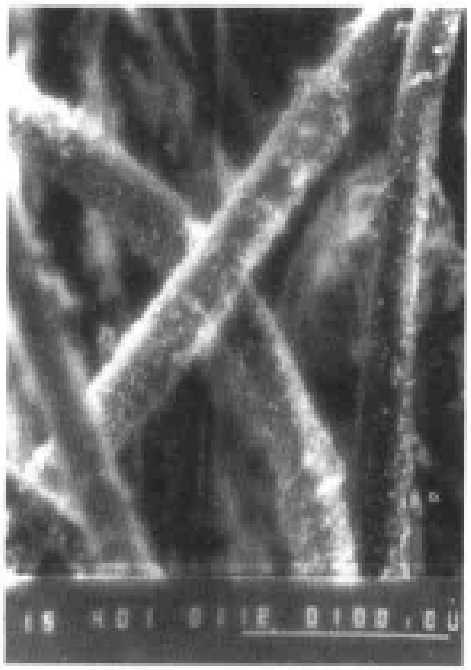
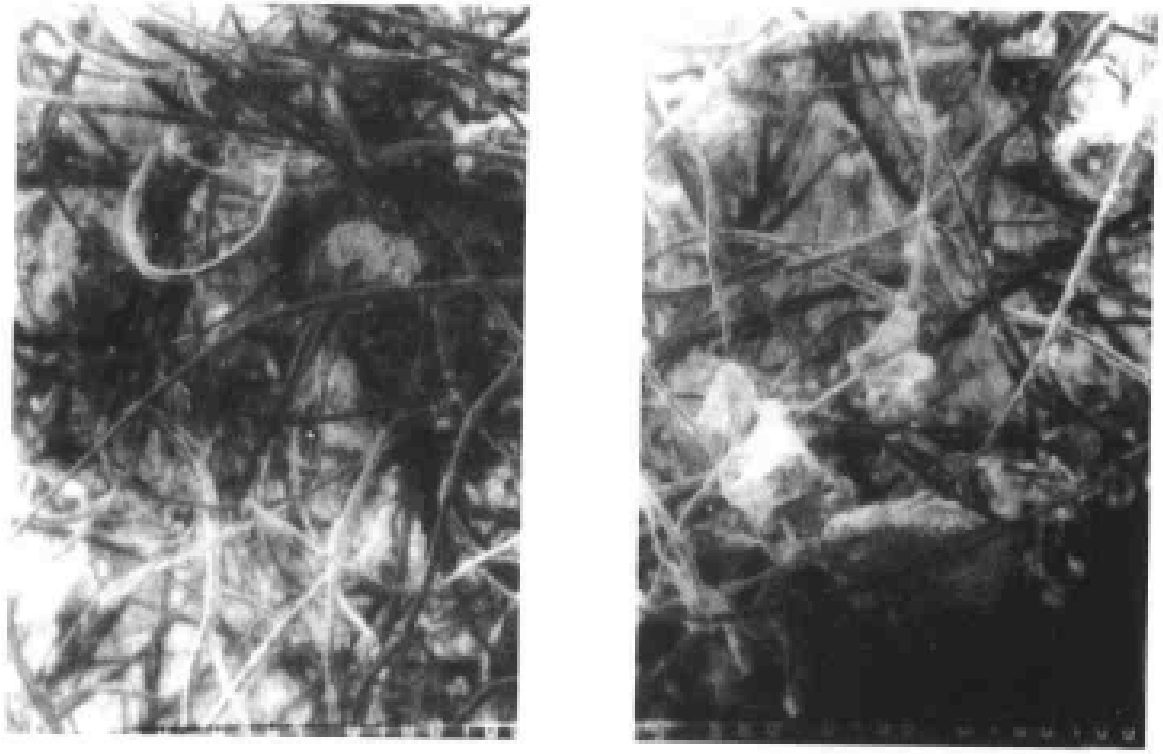


图 6.12 经交替变化渗流试验后土工织物放大图(附着物多，成分主要为 $F_e(OH)_3$ 凝胶)

另外在该铜矿尾矿坝排渗盲沟出口处，对发生淤堵的织物取样进行了同样的检测，结果见图 6.13，从检测结果可知现场淤堵的土工织物纤维间有充填物，纤维上有附着物，附着物主要成分为石英、石膏、黄铁矿，这与室内渗透试验模拟淤堵的土工织物监测结果相似，说明本试验设计基本能够模拟现场织物淤堵过程。



(a)　　(b)

图 6.13 现场淤堵土工织物淤堵物质检测放大图

6.4.2 淤堵物成分的检测

对室内试验后的土工织物样品及现场所取土工织物样品用电子探针能谱图对土工织物淤堵物质成分进行定性分析结果，见表 6.5。典型的电子能谱图见图 6.14 及图 6.15。

表 6.5　　土工织物淤堵物质主要成分

饱和渗流条件	交替变化渗流条件
石英、长石、黄铁矿等 (其能谱图见图 6.12)	Fe(OH)$_3$胶体、石英、石膏、黄铁矿等 (其能谱图见图 6.13)

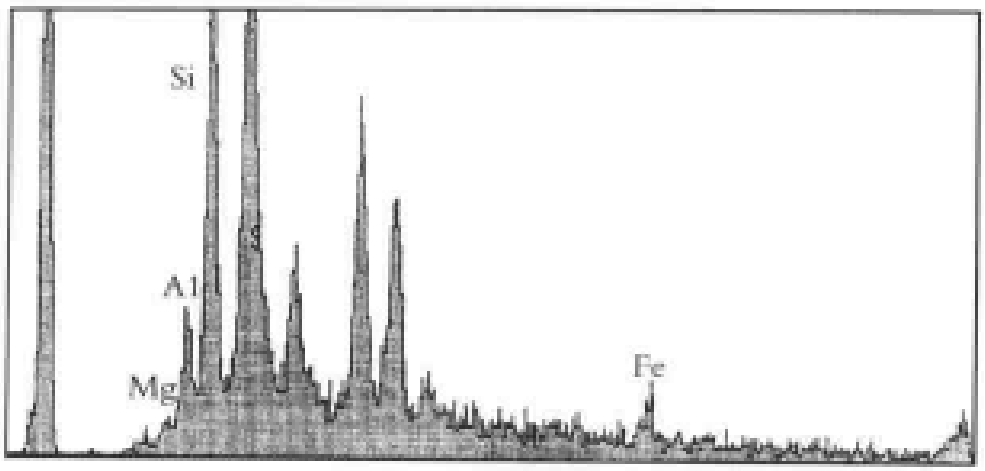


图 6.14 经饱和渗流试验后的织物淤堵物电子探针能谱图

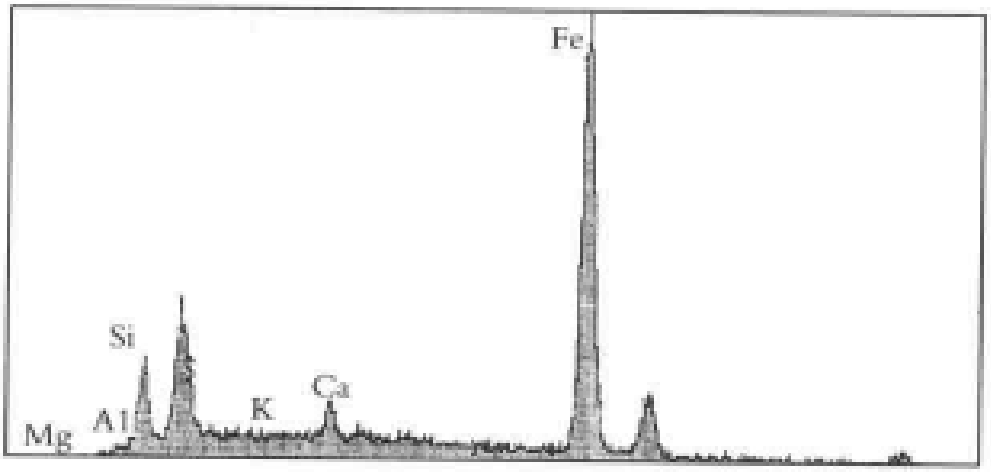


图 6.15 经交替变化渗流试验后的织物淤堵物电子探针能谱图

从表 6.5 可知在饱和渗流条件下和交替变化渗流条件下淤堵物质的主要成分还是有所差别，但是石英和黄铁矿这两种物质均在淤堵物质中出现。图 6.9 中的附着物为石膏，图 6.10 中的充填物主要为黄铁矿。

从图 6.12 和图 6.13 可以看出，无论是室内交替变化渗流试验后，还是现场情况下，织物纤维上的附着物主要为 $F_e(OH)_3$ 凝胶。

石英、长石、黄铁矿为试验用尾砂的成分，从表 6.5 可知饱和渗流条件下织物发生的是机械淤堵。

靠近盲沟出口现场所取土工织物样品淤堵物电子探针能谱图见图 6.16。

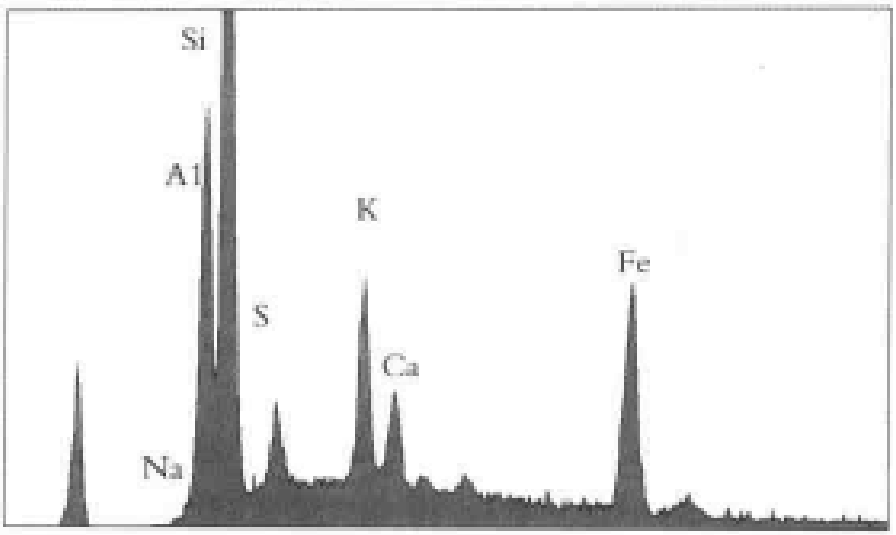


图 6.16 现场所取土工织物样品淤堵物电子探针能谱图

§ 6.5 土工织物淤堵机理初步探讨

6.5.1 两种独立的变化过程共同参与化学淤堵的形成和发展

由以上研究可知，在交替变化试验条件下，无论哪种无纺土工织物，均会发生较明显的化学淤堵现象，经初步分析认为土工织物化学淤堵机理主要有两种独立的反应和变化过程。

第 1 种过程：氧化亚铁硫杆菌能使尾砂中的黄铁矿与水及氧发生一系列的化学反应[4]，反应式如下：

$$FeS_2 + \frac{7}{2}O_2 + H_2O \rightarrow Fe^{2+} + 2SO_4^{2-} + 2H^+$$

$$Fe^{2+} + \frac{1}{4}O_2 + H^+ \rightarrow Fe^{3+} + \frac{1}{2}H_2O$$

$$Fe^{3+} + 3H_2O \Leftrightarrow Fe(OH)_3 + 3H^+$$

在饱和渗流条件下，生成的 $Fe(OH)_3$ 以溶胶的形式，随渗流水穿过尾砂粒间孔隙，运移到土工织物处，继续往前运动完全可以穿过土工织物，所以不产生化学淤堵。但在非饱和渗流条件下，一方面氧化反应加快了 $Fe(OH)_3$ 的生成速度；另一方面 $Fe(OH)_3$ 脱水时由溶胶转化为凝胶，并粘附在土工织物的纤维上，所以在饱和与非饱和交替变化条件下，粘附在织物上的 $Fe(OH)_3$ 凝胶不断积累，造成化学淤堵。

第 2 种过程：渗透用水原为饱和 $CaSO_4$ 溶液，非饱和渗流情况下水分的蒸发导致 $CaSO_4$ 结晶的析出，停积并生长在土工织物纤维之间，在反复的饱和非饱和循环

过程中，结晶堵塞物的生长点不断增加，结晶也不断增大，这种淤堵过程在没有尾砂参与的渗透试验中有明显的体现。试验结果表明石膏结晶的阻塞作用还不足以造成明显的化学淤堵。这就说明化学淤堵的第 I 种过程，即 $F_e(OH)_3$ 凝胶在织物纤维上的附着在化学淤堵中起主导作用。

6.5.2 溶失作用对机械淤堵过程的影响

饱和渗流条件下土工织物淤堵属于机械淤堵，但其发展过程与一般工况下发生的情况有所不同。由前述 K_j 曲线知本项目研究中，系统的渗透系数并不像一些文献报导的那样，能在几十天内逐渐达到稳定，而是经历了一个约在前 50～70d 明显降低，在其后直到 200 天内继续缓慢降低，然后才趋于稳定的过程。初步分析后认为是黄铁矿溶失对机械淤堵的后期持续发展起了促进作用。这里所说的"溶失"作用，即是指在含氧的渗流水长期作用下，某些细菌使尾矿中一部分黄铁矿发生氧化和溶解，最后以 Fe^{2+}，Fe^{3+}，SO_4^{2-}，H^+ 离子及氢氧化铁溶胶形式从尾砂中流失的复杂过程。不难预料，如果有数量相当可观的黄铁矿被溶失，必然会影响到尾砂颗粒间接触和排列的稳定性。因此黄铁矿溶失的过程将伴随着部分尾砂颗粒接触和排列位置的调整，且有一部分细粒尾砂会迁移并充填到较大的孔隙中去。这种机理可以合理地解释在试验过程中为什么会出现尾砂渗透系数持续降低以及土工织物机械淤堵长期持续发展的现象。

本研究使用的尾砂在试验前的比重为 3.34，已知黄铁矿（FeS_2）的比重约为 5.06，尾砂中其他主要矿物成分的比重约为 2.65。由此可估算出黄铁矿的含量约占 28.6%。即使只有百分之几的黄铁矿被溶失，也会对整个试验过程产生重大的影响，包括对尾砂自身机械淤堵和土工织物机械淤堵都产生重要的促进作用。对 3 个试验后的尾砂试样进行比重检测，其比重平均值为 3.28，由此推算黄铁矿总含量中已有 8.76%被溶失，约占尾砂总量的 2.5%。

通过以上分析，我们得到了一个重要的认识，在饱和渗流条件下，虽然不存在直接的化学淤堵问题，但黄铁矿的溶失可能影响机械淤堵的发展过程并加剧机械淤堵的严重程度。

§ 6.6 结论

(1) 在持续的饱和渗流试验条件下，无论哪种无纺土工织物均不会发生化学淤堵现象。但尾砂中细粒黄铁矿的溶失会影响机械淤堵发展过程，并加剧机械淤堵的严重程度。

(2) 在饱和与非饱和交替变化条件下无论哪一种无纺土工织物均会发生比较

明显的化学淤堵现象，在本试验条件下，土工织物的单位体积淤堵物质量达0.473～0.885g/cm³。其中化学淤堵物质占绝大多数。

(3)扫描电镜观察结果表明，化学淤堵物质有两种形态，一种是非结晶的粒状、短絮状物质，比较均匀而分散地粘附在织物纤维上，也有的呈包膜状附着在纤维上；另一种是晶体物质比较集中地生长在土工织物纤维之间的空隙之中。此检测结果与在现场已发生淤堵地段所取土工织物样品的检测结果基本一致。

(4)用电子探针能谱图对淤堵物的成分进行了检测，表明晶质淤堵物的成分主要为石膏，其次为黄铁矿、石英等，非晶质的粒状、短絮状物质成分主要是$Fe(OH)_3$凝胶。

(5)滤层发生化学淤堵必须具备两个必要条件：一是尾砂中须含有足够数量的细粒黄铁矿，二是滤层所处部位为非饱和渗流带或是饱和与非饱和交替变化渗流带。

第七章　尾矿坝超孔隙水压力问题分析

§ 7.1 研究意义

用有效应力法分析土坡稳定性时，土坡稳定性安全系数 F_s 的计算公式中含有沿滑弧上土体各点孔隙水压力 U_i 的项，在稳定渗流情况下，土体通常均已固结。由荷重引起的土体内部的超孔隙水压力均已消散，此时孔隙水压力 U_i 也就是渗透水压力，可由流网确定。如果土体中的超孔隙水压力尚未充分消散，则 U_i 中还必须计及超孔隙水压力[34][35]。

按照定义，尾矿泥中小于 5μm 的含量达到 30%以上，有些尾矿坝中的尾矿泥中小于 5μm 的含量达到 50%以上，塑性指数多在 15 至 25 之间，相当于粘土。一般饱和软粘土在荷重作用下超孔隙水压力的消散往往需要较长的时间，所以在尾矿坝堆高过程中，因尾矿泥自重及尾矿泥以上覆盖土层的附加荷重作用，在尾矿泥层内产生的超孔隙水压力积累和消散情况如何是与尾矿坝稳定性密切相关的问题。

然而几乎所有的尾矿坝均缺乏超孔隙水压力的观测资料，更谈不上超孔隙水压力从积累到消散过程的完整观测资料。有少数尾矿坝虽然也埋设了测量设备，但并未取得可靠的观测数据，这就使人们感到在分析处理尾矿坝的超孔隙水压力问题上缺乏依据，因而在看法和做法上也很难一致。有的设计部门在进行稳定性计算时假定超孔隙水压力已消散为零，也有的单位假定超孔隙水压力已消散到某种程度，例如消散 80%，还有的单位从土力学的固结理论概念出发，根据尾矿土的固结系数去估计超孔隙水压力的大小。

在尾矿坝超孔隙水压力问题上需要进行两方面的研究分析。一是通过室内试验研究尾矿土的孔压消散特性，二是研究并提供一种近似估算尾矿坝超孔隙水压力的方法并将其应用于尾矿坝的孔压消散分析。本章以江西铜业公司某铅锌矿尾矿坝为例，介绍在尾矿坝超孔隙水压力问题上进行的研究分析。

§ 7.2 尾矿土孔压消散特性的试验研究

7.2.1 试样及制备方法

以某铅锌矿尾矿坝为研究背景，介绍尾矿试样及制备方法，并在此基础上研究尾矿土的孔压消散特性。尾矿泥样品是取样人用小桶在沉积滩前方数十米处水下提取的泥浆。取样时湖水清澈见底，说明泥浆絮沉条件良好。对尾矿泥样品做了比

重计分析。从测得的粒径级配曲线(见图 7.1)看出，样品中只含有粉粒和粘粒，其中粒径 <5μm者占 49%。其颗粒比重为 2.85。液限和塑限含水量分别为 47.6%及 24.1%。这些物性指标完全相当于粘土。新鲜的泥浆呈灰色，暴露在空气中逐渐变黄。用手触摸的感觉则与普通粘土不同，不怎么粘手，泥团受振摇时表面有水浸出，性状类似粉土膏，与钻孔中采取的尾矿泥样品相仿。

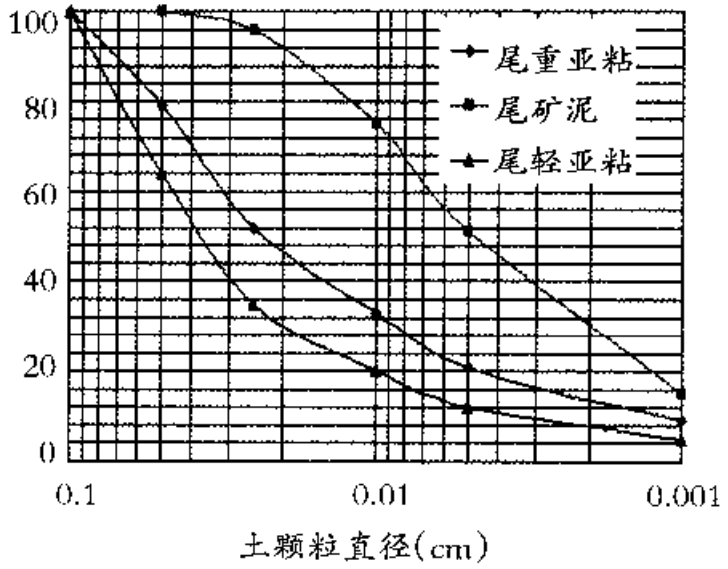


图 7.1 试样的颗粒分析曲线

另外，以此尾矿泥为基础加入适量的尾粉砂，又制备了粘粒含量为 21%的尾重亚粘及粘粒含量为 14%的尾轻亚粘试样。并加水调制成含水量高于液限的土膏。

孔压消散试验基本按照水利电力部土工试验规程 SD128-84 中SD128-015-84 的有关规定，该规程相当现在实施的 SL237 中 SL237-019-1999。孔压消散试验在英国 WYKEHAM FARRANCE 公司生产的三轴仪上进行，试样在不同时刻的孔隙水压力和体积变形由数据采集仪自动记录并打印出来。

样品制备方法按照冲填土试样制备要求进行。为了满足k_0条件，土样需置于环刀内，环刀外套上乳胶套。为了提高试样的饱和度，对试样施加反压。加载时采用的荷重率为 1。由于试样初始含水量高，试样安装操作须特别小心。因乳胶套与试样压盖及试样底座之间均存在多余水分，故小荷载下初始固结阶段所测量的体变不能代表土样真实的体变。但有效固结压力大于 50kPa 以后，各项测试数据是完全可信的，因而也是能真实反映土样本身性状的。所以，这里只对$\bar{\sigma}_1 \geq 50$kPa 时的试验数据进行分析。

与此同时，还进行了常规固结试验，供比较分析之用。

7.2.2 试验结果及分析

表 7.1 和表 7.2 是两个尾矿泥试样平行测定的试验结果。这两个尾矿泥试样的试验编号分别为 JK11 和 JK12。典型的尾矿泥孔压消散曲线如图 7.2 所示。从该图可明显看出，试样不排水端达到某个相同的孔压消散度D_t所需要的时间随着固结应力水平的提高而逐渐减少。

表 7.1　　JK11 尾矿泥k_0固结孔压消散试验结果

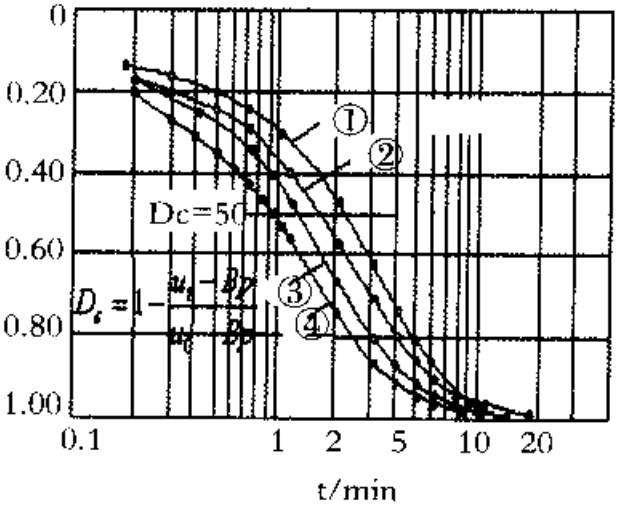
垂直有效荷载 $\bar{\sigma}_1$ (kPa)	荷载增量 $\Delta\sigma_1$ (kPa)	孔隙比 e	试样平均高度 $\bar{h}$ (cm)	孔压消散50%所需时间 t'_{50} (min)	排水固结度达90%所需要时间 t_{90} (min)	消散系数 C'_{V50} ($10^{-2}cm^2/s$)	固结系数 C_V ($10^{-2}cm^2/s$)
50	/	1.50	3.761	/	/	/	/
100	50	1.46	3.721	2.2	6.25	3.98	3.13
200	100	1.38	3.617	1.7	4.84	4.87	3.83
400	200	1.28	3.490	1.3	4.00	5.93	4.31
800	400	1.18	3.315	0.97	2.89	7.18	5.39

表 7.2　　JK12 尾矿泥k_0固结孔压消散试验结果

垂直有效荷载 $\bar{\sigma}_1$ (kPa)	荷载增量 $\Delta\sigma_1$ (kPa)	孔隙比 e	试样平均高度 $\bar{h}$ (cm)	孔压消散50%所需时间 t'_{50} (min)	排水固结度达90%所需要时间 t_{90} (min)	消散系数 C'_{V50} ($10^{-2}cm^2/s$)	固结系数 C_V ($10^{-2}cm^2/s$)
50	/	1.46	2.987	/	/	/	/
100	50	1.39	2.833	1.90	4.84	2.67	2.34
200	100	1.32	2.742	1.22	2.89	3.90	3.69
400	200	1.21	2.687	1.05	2.56	4.20	3.83
800	400	1.11	2.521	0.70	1.96	5.75	4.58

按照$c'_{V50}=\dfrac{0.38\bar{h}^2}{t'_{50}}$算得的消散系数$C'_{V50}$随着固结应力水平的提高而逐级增

大。且C'_{v50}与$\log\bar{\sigma}_1$呈直线关系，见图 7.3。从试样的体变数据可以计算固结系数C_v。图 7.4 是试样在各级固结压力下的$\Delta v-\sqrt{t}$关系曲线。



σ_1-BP	$\Delta\sigma_1$	t'_{50}	C_{v50}
(KPa)	(KPa)	(min)	($10^{-2}cm^2/s$)
①	50	2.2	2.98
②	100	1.7	4.87
③	200	1.3	5.93
④	400	0.97	7.18

图 7.2 不同固结应力水平下消散度与时间关系

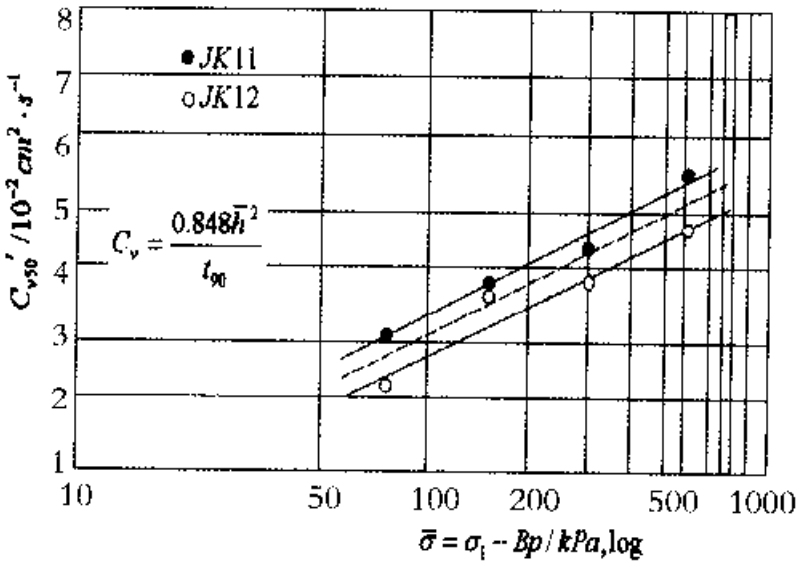


图 7.3 孔压消散系数C'_{v50}与有效固结压力$\bar{\sigma}$的关系

从图 7.4 中可看出，加载后初期的排水量与$\sqrt{t}$呈很好的直线关系。这些直线的斜率逐级增大，体变量亦即排水量，也是逐级增大的。t_{90}逐级减小，C_v值逐级增大。且C_v与$\log\bar{\sigma}_1$亦近似呈直线关系(图 7.5)。$e-\log\bar{\sigma}_1$关系呈一条有些向上凸的曲

线，如图 7.6。

对于尾重亚粘和尾轻亚粘试样，亦有类似的变化规律，详细的数据表和曲线从略。只是C_t'和C_t值的数量级随着粘粒含量的减小而迅速增大，用常规固结试验也能得到相同的变化规律。但在施加荷重的初期，试样沉降速率太大，数值难以读准。在本次试验研究中，无论对哪种试样，常规固结试验测得的C_t值均明显低于k_0消散试验测得的C_t'值。

对上述分析进行归纳可得到以下结论：

1. 对同种试样在同等应力水平下用不同方法求定的消散系数C_t'及固结系数C_t，存在下列关系：

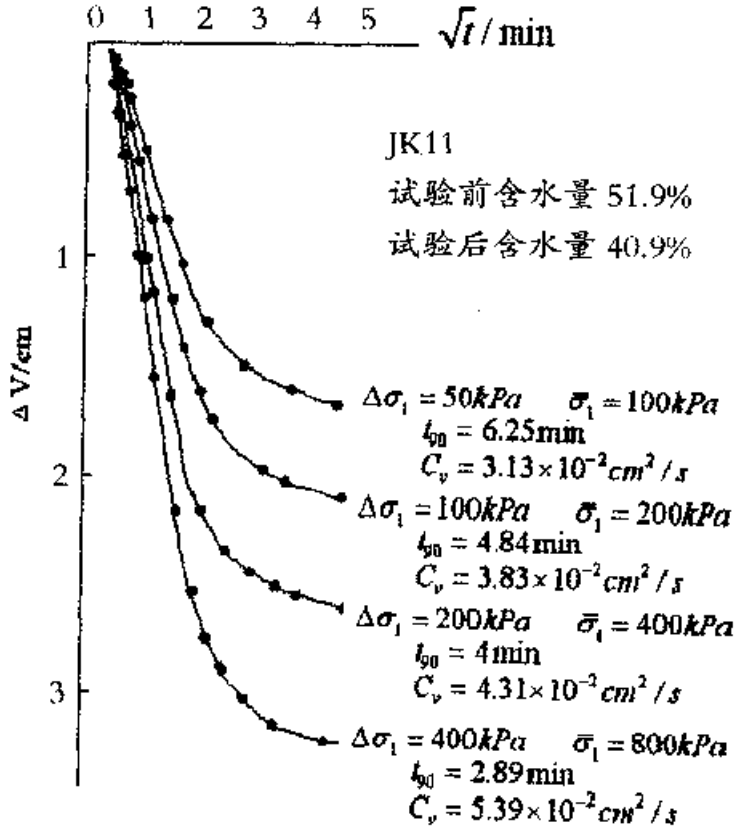


图 7.4 各级固结压力下的$\Delta v - \sqrt{t}$关系曲线

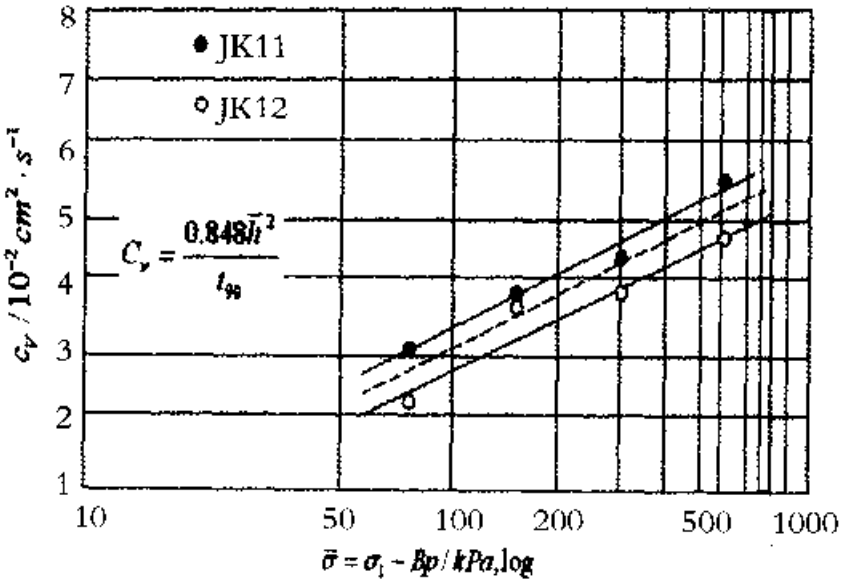


图 7.5 固结系数C_v与有效固结压力$\bar{\sigma}$的关系

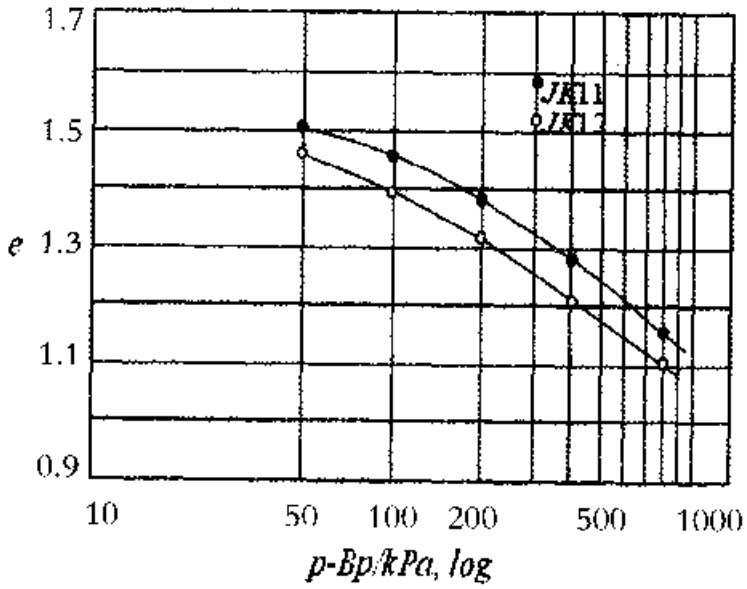


图 7.6 孔隙比与有效固结压力的关系

C_v'(消散试验)>C_v(消散试验)>C_v(常规固结试验)，由于C_v'是直接由孔压消散测量结果求定的，所以用其估算超孔隙水压力比用C_v估算更为可信。

2. 即使是粘粒含量占 49%的尾矿泥试样，当应力水平高于 50KPa 时，C_v'及C_v的数量级均为 $10^{-2}cm^2/s$。随着粘粒含量的减少，C_v'及C_v的值也进一步增大。粘粒含量占 14%的尾轻亚粘试样的C_v'值已达 $10^{-1}cm^2/s$ 之数量级。

3. 三种试样均显示C_v'及C_v随着应力水平的提高而增大的变化规律，$C_v' \sim \log P, C_v \sim \log P$关系曲线多近似为直线。可使用以下关系式拟合。

$$C_v' = (A + B\log P / P_0) \times 10^{-2} cm^2 / s \tag{7-1}$$

$$C_v = (C + D\log P / P_0) \times 10^{-2} cm^2 / s \tag{7-2}$$

式中$P_0 = 100KPa$。各类试样的A、B、C、D值见表7.3

表7.3 各类试样的A、B、C、D数值

试样类别	试验方法	A	B	C	D
尾矿泥	K_0消散	3.75	3.4	3.1	2.4
尾矿尾	K_0固结	—	—	1.45	1.9
重亚粘泥	K_0消散	5.15	7.4	4.1	1.7
尾重亚粘	K_0固结	—	—	1.95	1.7
尾轻亚粘	K_0消散	13	14	6.8	5
尾轻亚粘	K_0固结	—	—	5.65	8.2

4. 较高的粘粒含量和较大的C_v'及C_v是该铅锌矿尾矿泥显著不同于一般粘土的特殊工程性质。由此可推断在较低的坝高上升速度下矿泥层内不会积累很高的超孔隙水压力。

7.2.3 尾矿泥不平凡孔压消散特性起因分析

1. 从固结系数的定义进行分析

上述试验结果表明该矿尾矿坝的尾矿泥的固结特性和孔压消散特性与一般粘土有些不同。多数粘土的C_v'值数量级为$10^{-3}cm^2/s$。，且没有C_v值随$\bar{\sigma}_1$提高而增大的规律性。

按照固结系数的定义有

$$C_v = \frac{k}{m_v \gamma_w} \tag{7-3}$$

C_v值比一般粘土高则意味着渗透系数K值比一般粘土高，或者体积压缩系数m_v比一般粘土低。经与全国各地的软土包括淤泥质亚粘土有关数据相比较，发现该铅锌矿尾矿泥的m_v值与国内各地软土的m_v值比较接近。由此可推断该尾矿泥的K值要比各地软土的K值高1～2个数量级。各地软土的K值多为$10^{-7} \sim 10^{-8}cm/s$的数量级。该铅锌矿尾矿泥原状样品的垂直渗透系数平均值为$1.45X10^{-6}cm/s$。此

值与根据孔压消散试验结果按$K = m_v C_v \gamma_w$计算得到的K值也较为接近。

无论何种正常压密土，在固结排水过程中，其k值及m_v值均随着有效固结压力的增大而减小。而比值$\frac{k}{m_v}$随固结压力之变化趋势是递增、递减还是基本上维持不变则与具体的土性有关。显然只有K值减速率缓于m_v的减小速率时才可能有$\frac{dC_v}{d\bar{\sigma}} > 0$。对于一般的粘性土，$\frac{dC_v}{d\bar{\sigma}} \leq 0$的情况比较常见，$\frac{dC_v}{d\bar{\sigma}} > 0$的报导则很少见到。而对于该矿尾矿泥在试验压力范围内$\frac{dC_v}{d\bar{\sigma}} > 0$的规律性很明显，且对于粘粒含量较低的尾亚粘土也有同样特性。

2. 从尾矿泥的物理化学性质和细观结构特征进行考证

前已述及该铅锌矿尾矿泥的孔压消散特性与一般粘土有明显的差别。显然这种特性对于矿泥层超孔隙水压力的消散是非常有利的。由于此特性有些"异常"，要消除设计和科研人员的疑虑，需要进一步做些土质学方面的考察和论证。为此对该尾矿进行了物理化学性质和细观结构的测试。

X-衍射矿物鉴定结果见图7.7。表明试样主要矿物成份为云母、石英，同时也含一定数量的高岭石或绿泥石。阳离子交换量(CEC)测定值为3.05*meq*/100g，意味粘土矿物含量较低。比表面测定值为$43m^2/g$，反映了机械磨细作用把非粘性土矿物分散到很细的程度。

对尾矿泥孔隙液体进行了水质分析，结果见表7.4。从此表中可看出孔隙溶液电解质主要成分为$CaSO_4$呈中性，电解质浓度达16～17*meg/l*，此浓度虽低于海水，但比一般淡水沉积土的孔隙溶液电解质浓度要高一个数量级。此水质与尾矿库水质应是很接近的，从而也说明湖水水质对于细颗粒的絮沉有利。从SEM照片中可看到土粒有三种形态：薄片、叠片和单粒。三种不同形态的颗粒相互搭接，形成一种片架状凝絮结构。孔隙较为发育，可见几个μm甚至是十几个μm的大孔(图7.8)。

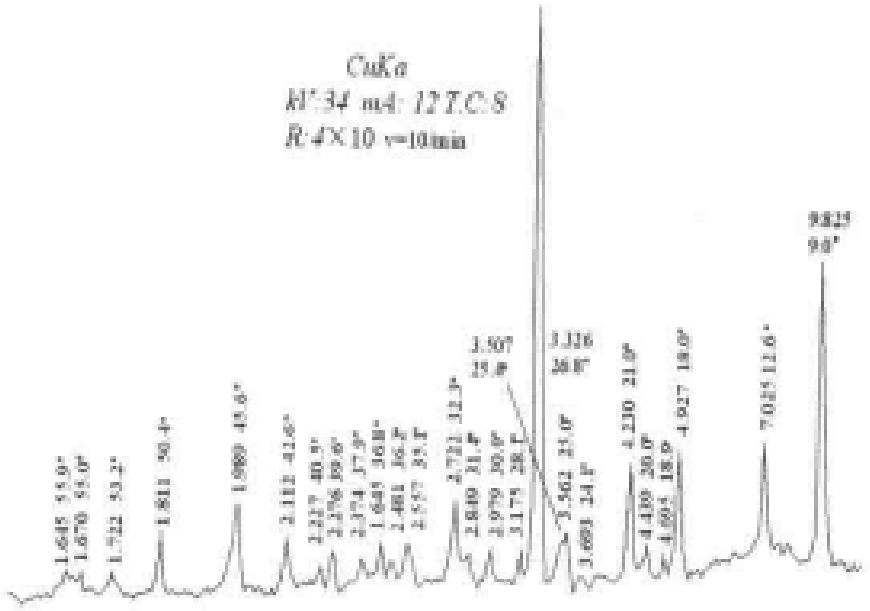


图 7.7 某铅锌矿尾矿泥的 X－衍射图谱



(a) (b)

图 7.8 矿泥经固结试验后的扫描电镜照片

压汞法孔径分析试验给出孔径级配情况如下：

孔径范围：	>7.5μm	1～7.5μm	0.1～1μm	<0.1μm
体积百分数:	7.3	4.8	66.4	21.1

此结果说明孔径为 0.1～1.0μm 的中等大小的孔约占孔隙总体积的 2/3，<0.1μm 的微孔只占 1/5 左右。对于片架结构土来说，孔隙间基本上是相互联通的，受压后

有利于水分排出。

由于供分析的样品是经过 800kPa 的有效固结压力固结后制备的，这充分说明该尾矿泥的细观结构在较大的静荷载作用下产生固结变形的过程中仍能保持其片架结构的基本特征。由此可以解释为什么相对一般粘土而言这种尾矿泥在排水固结过程中能保持较高的渗透系数、消散系数和固结系数。

表 7.4　　尾矿泥孔隙溶液水质分析结果

项　目	mg/l	meq/l	meq(%)
K^+	43.12	1.10	6.41
Na^+	29.08	1.27	7.40
Ca^{++}	290.2	14.48	84.33
Mg^{++}	3.89	0.320	1.86
SUM(+)	366.3	17.17	100.00
CL^-	4.07	0.115	0.651
$SO4^{--}$	812.0	16.91	95.73
HCO_3^-	39.05	0.640	3.62
$CO3^{--}$	0.00	0.00	0.00
OH	0.00	0.00	0.00
NO3-	0.00	0.00	0.00
SUN(-)	855.1	17.66	100.0
游离二氧化碳		单位:mg/l	
可溶性二氧化硅		—	
固形物		—	
		1201.9	
单位:CaCO3　mg/l ，括号内为德度			
总硬度　740.7(41.5)		总碱度　31.95(1.79)	
永硬度　708.8(39.71)		暂硬度　31.95(1.79)	
负硬度　0.00			
pH		7.2	

§7.3 矿泥层内超孔隙水压力的积累和消散过程

上游法筑坝工艺虽不能精确控制坝体土质剖面，但尾矿泥浆的搬运和沉积分选过程决定了坝体土质剖面的大致轮廓仍有一定的规律性。粒径愈粗者平均运移距离亦愈短，反之亦然。一般来说，干滩上的沉积物靠近边坡依次是细砂、粉砂和亚砂，而尾矿的细粒部分包括矿泥则是遇到湖水才沉积下来。如果尾矿的粒径级配和干滩长度都保持不变，则坝体土质单元的界面基本上应与坝坡表面线平行，如图7.9所示。

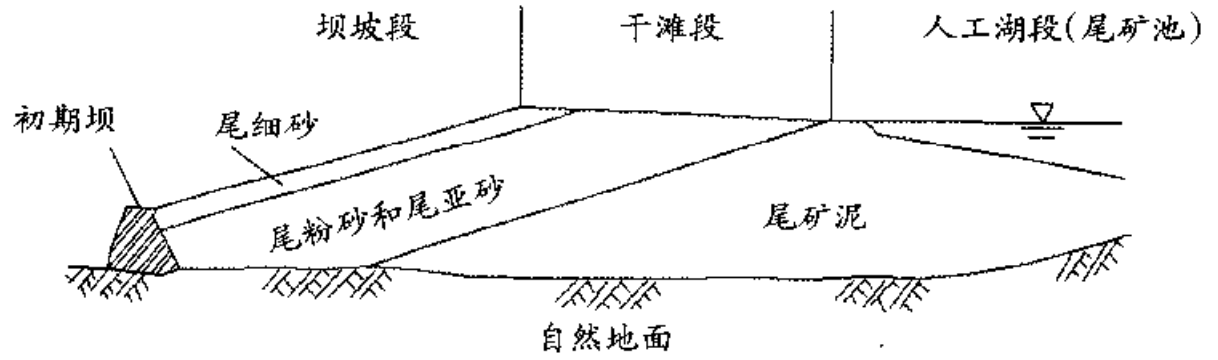


图7.9 上游法修筑尾矿坝横剖面简化示意图

从图7.9显而易见，愈靠近库区内部矿泥层愈厚，其平均固结度亦愈差。换言之，愈靠近库区内部，矿泥层内超孔隙水压力亦愈大，相应的土体抗剪强度亦愈低。随着筑坝高度的上升，坝体内不同部位矿泥层内超孔隙水压力的积累与消散经历着几个不同的发展阶段：

(1)矿泥层厚度随时间增大阶段

此阶段内一方面矿泥层的厚度随时间不断增大，另一方面矿泥层本身在自重压力作用下也产生很大的压缩变形。前期自重压力产生的孔隙压力虽有部分消散，但后期自重压力引起的孔隙压力增量又有更大的积累，二者相抵的净超孔隙水压力随时间不断增长。

(2)矿泥层上附加荷载随时间增长阶段

此阶段内矿泥层自身沉积继续向库区内部延伸，但靠近库区外部某处的矿泥层从某时刻开始，其自身沉积过程已结束，代之以在其上面沉积覆盖着粒径较粗的尾矿土和尾矿砂，亦即矿泥层上要承受一种随时间不断增长的附加荷载。矿泥层在其自重及附加荷载共同作用下继续固结，自重压力产生的孔隙压力虽有所消散，但

附加荷载又使矿泥层积累了新的超孔隙水压力，二者相抵的净超孔隙水压力随时间持续增长。

(3)矿泥层上附加荷载保持恒定阶段

对坝体某个具体部位来说，从某时刻开始，它的上部边界已达到设计标高。因此，自该时刻起其上覆荷载将保持不变。此阶段内矿泥层在其自重及恒定的上覆荷载共同作用下继续固结，其内部的超孔隙水压力将随时间的增加而持续地消散。

显然，矿泥层不同部位进入各个发展阶段的时刻也不同。而在库区内最厚的矿泥层，直至尾砂库闭库时亦不会存在上覆荷载，所以那里的矿泥层始终处于第一阶段，永远不会进入第二和第三阶段。从以上定性分析可知，尾矿坝斜坡某部位矿泥层内超孔隙水压力是在其上覆荷载刚刚停止增长时达到最大值，干滩段及库区厚矿泥层中超孔隙水压力应是在尾砂库刚建至最大高度时达到最大值。从整体上看，一般来说这也是最不利的孔隙水压力情况，不同部位不同时刻的超孔隙水压力的具体数值可通过求解固结问题的偏微分方程得到。

§7.4 超孔隙水压力的近似计算方法

由于矿泥层是以稀泥浆为初始状态逐渐固结的，所以精确计算矿泥层内孔隙水压力的积累和消散过程，属于求解有限应变的平面固结问题，且还需考虑矿泥层的土性参数如容重、渗透系数、固结系数等随着有效应力水平的变化。因此，精确地求解这一问题只能采用比较复杂的数值计算方法。

由于尾矿坝土质剖面十分复杂多变，土性参数离散且量测的误差较大，这些因素可能使复杂和"精确"算法的实际效果失色许多。因此，采用一种基于一维固结、小应变及土性参数不随有效应力水平变化等简化假定的近似计算方法。

由于矿泥层在水平方向延伸长度通常比垂直厚度大许多倍，故可忽略水平方向的排水固结作用，即近似考虑为竖向排水的一维固结问题。描述一维固结问题的普遍方程[36][37]为：

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}+\frac{m_v(z)\,\gamma_w}{k(z)}\left[\frac{\partial \Delta\sigma}{\partial t}+\gamma'\frac{\partial H}{\partial t}-\frac{\partial u}{\partial t}\right]+\frac{1(z)}{k(z)}\frac{dk(z)}{dz}\frac{\partial u}{\partial z}=0 \tag{7-4}$$

式中 u——超孔隙水压力；

z——竖向坐标；

$m_v(z)$——随深度变化的体积压缩系数，且有 $m_v=\dfrac{-1}{1+e}\dfrac{\partial e}{\partial \sigma'}$

其中：e 为孔隙比，σ' 为有效垂直应力；

γ_w——孔隙液体容重；

$k(z)$——随深度变化的竖向渗透系数；

$\frac{\partial \Delta\sigma}{\partial t}$——矿泥层上覆荷载增长速率；

γ'——矿泥层的浮容重(一般为深度的函数)；

H——矿泥层厚度(一般为时间的函数)。

式(7-4)为二阶线性非齐次抛物线型偏微分方程，在最一般的情形下很难求得解析解(但在某些情况下可得到解析解)，只能用数值法求解。

为了近似估算矿泥层的超孔隙水压力分布，还可做进一步的简化，在此假定矿泥层的 m_v、k、$\frac{\partial \Delta\sigma}{\partial t}$、$\gamma'$、$\frac{\partial H}{\partial t}$ 均为常量，于是式(7-4)退化为常系数非齐次抛物线型偏微分方程：

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}+\frac{1}{c_v}\left(a+\gamma' Q-\frac{\partial u}{\partial t}\right)=0 \tag{7-5}$$

式中 $a=\frac{\partial \Delta\sigma}{\partial t}$；$Q=\frac{\partial H}{\partial t}$；$c_v=\frac{k}{m_v\gamma_w}$。

以下分别对前述三个不同阶段进行具体讨论。

(一) 矿泥层厚度随时间增大阶段

此阶段矿泥层的上覆荷载为零，亦即 $a=0$。于是固结方程式为：

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}+\frac{1}{c_v}\left(\gamma' Q-\frac{\partial u}{\partial t}\right)=0 \tag{7-6}$$

若矿泥层底部不透水，并将坐标原点取在不透水底面处，则边界条件为：

$$z=0,\frac{\partial u}{\partial z}=0$$

$$z=H,u=0$$

初始条件为：

$$t=0,u=0$$

吉勃逊(Gibson)[38]对此问题得到如下形式的解：

$$u=\gamma' Qt-\gamma'(\pi c_v t)^{\frac{1}{2}}\exp\left(\frac{-z^2}{4c_v t}\right)\int_0^{\infty}\xi\tanh\frac{Q\xi}{2c_v t}\exp\left(\frac{-\xi^2}{4c_v t}\right)d\xi \tag{7-7}$$

不同时刻不同位置的 u 值可通过数值积分算出。若 $T=Q^2t/c_v$ 以为参数，可

绘成$u/\gamma' H$与Z/H的关系曲线，见图7.10或图7.11。图中已用H-Z代替式(7-7)中的z，即表示把坐标原点取在矿泥层的表面上，以便和后面的讨论相一致。

图7.10中还用虚线绘出了用二次曲线拟合吉勃逊解答的孔隙水压力近似分布曲线。从该图中可以看出，当T≤1时，二次曲线基本上与吉勃逊解重合；T=4时，只有很小的且是偏于安全的误差。所以，当T≤4时，用二次曲线拟合超孔隙水压力分布的准确解是可以满足实用计算目的。当T值较大时，对于较小的Z值应用一次式代替二次式。采用这种近似处理对计算以后各阶段的初始孔隙水压力消散的解答会带来便利。在以后的计算中，取矿泥层顶面坐标为零更为方便。

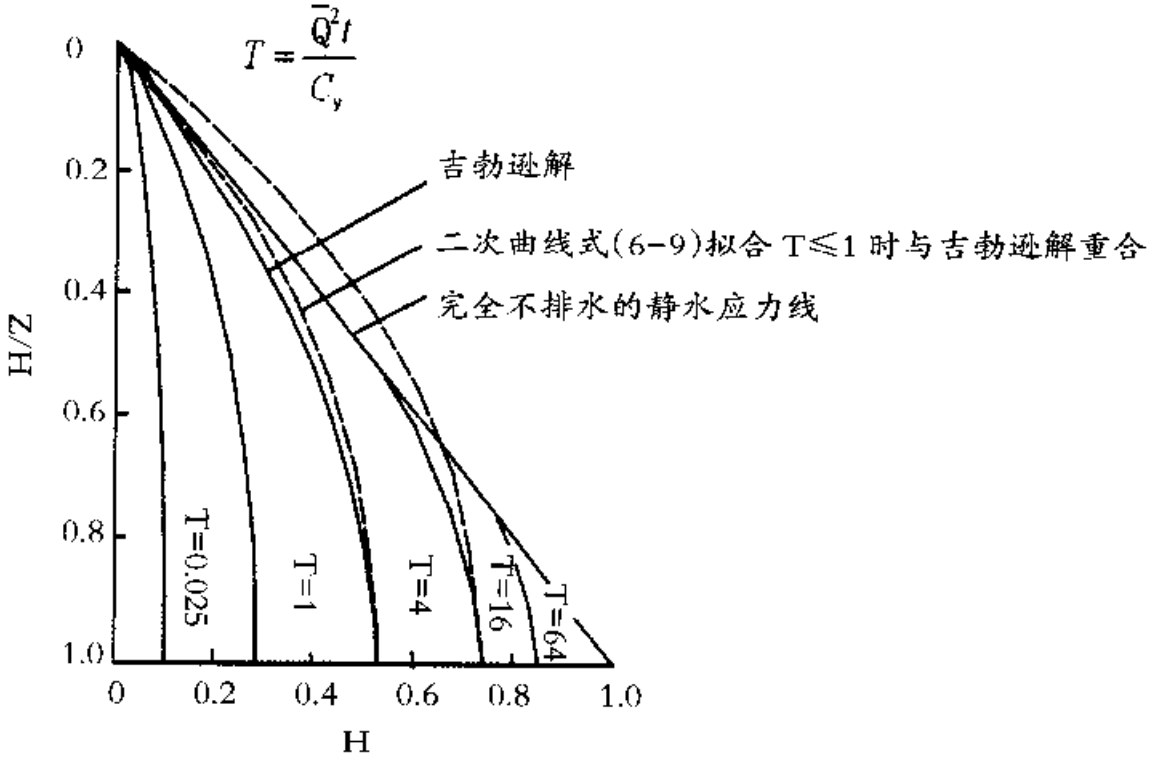


图7.10 吉勃逊解答的$u/(\gamma' H)-z/H$关系曲线

二次曲线的表示式为：

$$u=\frac{-F\gamma'}{H}z^2+2F\gamma' z \tag{7-8}$$

或：

$$\frac{u}{\gamma' H}=F\left[2\left(\frac{z}{H}\right)-\left(\frac{z}{H}\right)^2\right] \tag{7-9}$$

它满足：

$$\begin{cases} z=0, u=0 \\ z=H, u=F\gamma' H \\ z=H, \dfrac{\partial u}{\partial z}=0 \end{cases}$$

的边界条件。显然，它并不满足式(7-6)。这里的F是吉勃逊解答中不排水底部边界处，亦即$\mu=0$时，超孔隙水压力u与$\gamma' H$之比值$F(\lambda,0)$，对应于不同T值的F值可由图7.11中查得。对较大的T值，当z小于某个$z^{\#}$值时，由式(7-8)算出的u值会大于$\gamma' z$，即意味着孔隙水压力超过了静水应力，这是不合理的。此时我们规定

$$u=\gamma' z,(z\leq z^{\#}) \tag{7-10}$$

其中$z^{\#}$由下式决定

$$z^{\#}=\frac{(2F-1)H}{F} \tag{7-11}$$

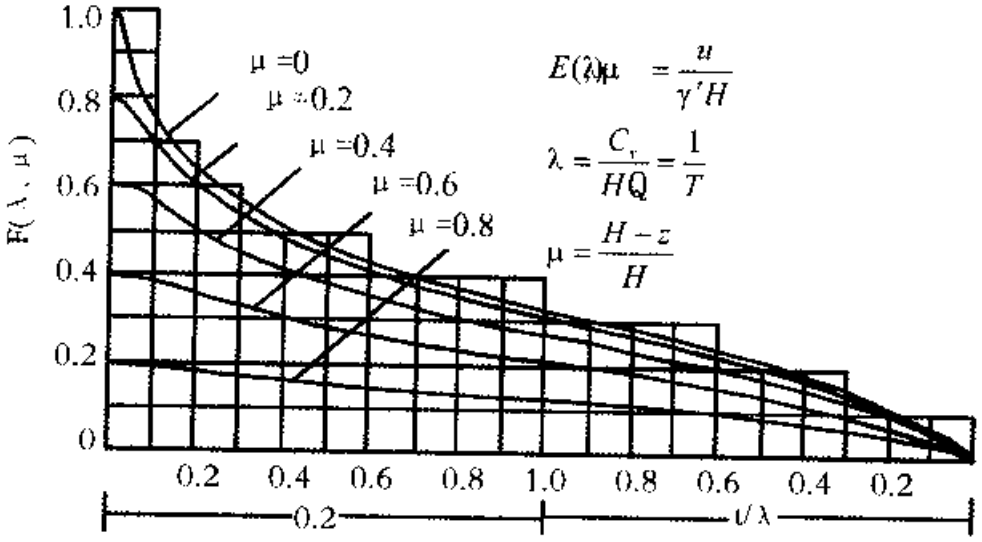


图7.11 $F(\lambda,0)$曲线图

这里需要说明一下，在计算第一阶段的孔隙水压力时并不需要用二次或一次式去拟合吉勃逊的解。由于在计算第二阶段及第三阶段中的孔隙水压力变化时，必须计及以前阶段积累的孔隙水压力的影响，即需要把前一阶段的孔隙水压力终值作为后一阶段的孔隙水压力初值。如果能把第一阶段的终值孔隙水压力用多项式拟合，则以后阶段的孔隙水压力计算就简单多了。事实上，下面将给出以后阶段孔

隙水压力的解析解表达式。

(二)矿泥层上附加荷载随时间增长阶段

此阶段内矿泥层厚度不但不随时间增长，反而随着有效应力的增加而逐渐减小。由于关心的是超孔隙水压力问题，为简化起见，假定矿泥层厚 H 为常量，于是基本固结微分方程简化为：

$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} - a \tag{7-12}$$

初始条件为：

$$t = t_1, u = u_0(z) = \frac{-F\gamma'}{H} z^2 + 2F\gamma' z$$

边界条件为：

$$\begin{cases} z = 0, u = 0 \\ z = H, \dfrac{\partial u}{\partial z} = 0 \end{cases}$$

如果把以下三个问题分别称为问题 A、问题 B、问题 C，

$$\text{A:}\begin{cases} \dfrac{\partial u}{\partial t} = c_v \dfrac{\partial^2 u}{\partial z^2} \\ t = t_1, u = u_0(z) \\ z = 0, u = 0 \\ z = H, \dfrac{\partial u}{\partial z} = 0 \end{cases} \quad \text{B:}\begin{cases} \dfrac{\partial u}{\partial t} = c_v \dfrac{\partial^2 u}{\partial z^2} + a \\ t = t_1, u = 0 \\ z = 0, u = 0 \\ z = H, \dfrac{\partial u}{\partial z} = 0 \end{cases} \quad \text{C:}\begin{cases} \dfrac{\partial u}{\partial t} = c_v \dfrac{\partial^2 u}{\partial z^2} + a \\ t = t_1, u = u_0(z) \\ z = 0, u = 0 \\ z = H, \dfrac{\partial u}{\partial z} = 0 \end{cases}$$

若问题 A、问题 B、问题 C 的解分别为u_A、u_B、u_C，则用代入法可直接证明：

$$u_C = u_A + u_B \tag{7-13}$$

首先讨论问题 A 的解 u_A。此问题属于太沙基古典一维固结问题，其解答为：

$$u_A = \sum_{n=1}^{\infty} A_n \sin \frac{n\pi z}{2H} \exp\left[\frac{-n^2\pi^2 c_v (t - t_1)}{AH^2}\right] \tag{7-14}$$

其中

$$A_n = \frac{1}{H}\int_0^{2H} u_0(z) \sin \frac{n\pi z}{2H} dz \tag{7-15}$$

在(H, 2H)区间内，虚拟的初始孔隙水压力分布曲线应与(0, H)区间的真实初始孔隙水压力分布曲线对称，亦即应有：

$$u_0(z)=u_0(2H-z) \tag{7-16}$$

由于$u_0(z)$可用二次多项式或一次式拟合，故式(7-15)易于求定。

考虑以下关系式：

$$\int z^2\sin\beta z=\frac{z}{\beta^2}(2\sin\beta z-\beta z\cos\beta z)+\frac{2}{\beta^3}\cos\beta z \tag{7-17}$$

以及

$$\int z\sin\beta z=\frac{1}{\beta^2}\sin\beta z-\frac{1}{\beta}z\cos\beta z \tag{7-18}$$

令$\beta=\dfrac{n\pi}{2H}$，则有

$$\int_0^{2H} z^2\sin\frac{n\pi z}{2H}=\frac{8H^3}{n\pi}[(\frac{2}{n^2\pi^2}-1)\cos n\pi-\frac{2}{n^2\pi^2}] \tag{7-19}$$

以及

$$\int_0^{2H} z\sin\frac{n\pi z}{2H}dz=\frac{-4H^2}{n\pi}\cos n\pi \tag{7-20}$$

将式(7-8)、(7-19)及(7-20)代入(7-15)，有

$$A_n=\frac{16F\gamma' H}{n^3\pi^3}(1-\cos n\pi) \tag{7-21}$$

将式(7-15)代入(7-11)，有

$$u_A=\frac{32F\gamma' H}{\pi^3}\sum_{1,3,5}^{\infty}\frac{1}{n^3}\sin\frac{n\pi z}{2H}\exp[\frac{-n^2\pi^2c_v(t-t_1)}{4H^2}] \tag{7-22}$$

式(7-22)适用于T较小例如$T\leqslant 4$的情况，许多尾矿坝的矿泥层是可以满足这一条件的。如果矿泥层上升速度很快且最终厚度又很大，则有可能出现的情况。此时令初始孔隙水压力$u_0(z)$由一段直线和一段曲线组成

$$\begin{cases} u_0(z)=\gamma' z & 0\leqslant z\leqslant z^*(z^*=\dfrac{2F-1}{F}H) \\ u_0(z)=\dfrac{-F\gamma'}{H}z^2+2F\gamma' z & z^*\leqslant z\leqslant H \end{cases} \tag{7-23}$$

在(H, 2H)区间内，虚拟的$u_0(z)$为：

$$\begin{cases} u_0(z)=\dfrac{-F\gamma'}{H}z^2+2F\gamma' z & H\leqslant z\leqslant 2H-z^* \\ u_0(z)-\gamma'(2H-z) & 2H-z^*\leqslant z\leqslant 2H \end{cases} \tag{7-24}$$

此时相应的级数解的系数为：

$$A_n=\frac{1}{H}\int_0^{z^*}\gamma' z\sin\frac{n\pi z}{2H}dz+\frac{1}{H}\int_{z^*}^{2H-z^*}(2F\gamma' z-\frac{F\gamma' z^2}{H})\sin\frac{n\pi z}{2H}dz +\frac{1}{H}\int_{2H-z^*}^{2H}\gamma'(2H-z)\sin\frac{n\pi z}{2H}dz \tag{7-25}$$

计算整理后得到：

$$A_n'=\frac{4\gamma' H}{n^2\pi^2}(1-\cos n\pi)(2F-2-\cos n\pi)\sin\frac{n\pi}{2F}-\frac{2\gamma' H}{n\pi}\{[(2F-1)(2F-3)-\frac{8F}{n^2\pi^2}+\frac{(2F-1)(1-\cos n\pi)}{F}]\cos n\pi+\frac{2F-1}{F}+\frac{8F}{n^2\pi^2}\}\cos\frac{n\pi}{2F} \tag{7-26}$$

$$u_A'=\sum_{n=1}^{\infty}A_n'\sin\frac{n\pi z}{2H}\exp[\frac{-n^2\pi^2c_v(t-t_1)}{4H^2}] \tag{7-27}$$

对于问题B的解u_B，希弗曼(Schiffman)[39]得到如下的级数解答：

$$u_B=\frac{16aH^2}{\pi^3c_v}\sum_{1,3,5}^{\infty}\frac{1}{n^3}\sin\frac{n\pi z}{2H}\{1-\exp[\frac{-n^2\pi^2c_v(t-t_1)}{4H^2}]\} \tag{7-28}$$

从以上分析可知，采用本节的近似处理，可得到本阶段内超孔隙水压力的解析解。从式(7-22)不难看出，当$t-t_1$充分大以后，将有$u_A\to 0$。

当作为矿泥层上覆荷重的土层处于地下水位以下时，矿泥层内深度为z处的总应力$\sigma(z)$可表示为：

$$\sigma(z)=\gamma' z+\alpha(t-t_1) \tag{7-29}$$

该处的超孔隙水压力与总应力之比为：

$$U(z)=\frac{u_A+u_B}{\sigma(z)} \tag{7-30}$$

(三)矿泥层上附荷载保持恒定阶段

此阶段的基本微分方程和定解条件是问题D：

$$\text{D:}\begin{cases}\dfrac{\partial u}{\partial t}=c_v\dfrac{\partial^2 u}{\partial z^2}\\ t=t_1,u=(u_A+u_B)\Big|_{t=t_2}\\ z=0,u=0\\ z=H,\dfrac{\partial u}{\partial z}=0\end{cases}$$

如果把以下问题称为问题 E：

$$\text{E:}\begin{cases}\dfrac{\partial u}{\partial t}=c_v\dfrac{\partial^2 u}{\partial z^2}\\ t=t_2,u=u_B\Big|_{t=t_2}=u_1(z)\\ z=0,u=0\\ z=H,\dfrac{\partial u}{\partial z}=0\end{cases}$$

用代入法可证明将问题 A 的解u_A与问题 E 的解u_E相叠加即得到问题 D 的解u_D，即：

$$u_D=u_A+u_E \tag{7-31}$$

问题 E 与问题 A 的定解条件在形式上完全相同，只是函数$u_1(z)$与函数$u_0(z)$不同。如果令：

$$u_E=\sum_{n=1}^{\infty}B_n\sin\frac{n\pi z}{2H}\exp[\frac{-n^2\pi^2c_v(t-t_2)}{4H^2}] \tag{7-32}$$

则有：

$$B_n=\frac{1}{H}\int_0^{2H}u_1(z)\sin\frac{n\pi z}{2H}dz \tag{7-33}$$

其中：

$$u_1(z)=\frac{16aH^2}{\pi^3c_v}\sum_{1,3,5}^{\infty}\frac{1}{n^3}\sin\frac{n\pi z}{2H}\{1-\exp[\frac{-n^2\pi^2c_v(t_2-t_1)}{4H^2}]\} \tag{7-34}$$

注意到：

$$\frac{1}{H}\int_0^{2H}\sin\frac{m\pi z}{2H}\sin\frac{n\pi z}{2H}dz=\begin{cases}0 & m\neq n\\ 1 & m=n\end{cases} \tag{7-35}$$

故有：

$$B_n=\begin{cases}\dfrac{16aH^2}{\pi^3 c_v}\dfrac{1}{n^3}\{1-\exp[\dfrac{-n^2\pi^2 c_v(t_2-t_1)}{4H^2}]\} & n=1,3,5...\\ 0 & n=2,4,6...\end{cases} \tag{7-36}$$

将式(7-36)代入式(7-32)，得到：

$$u_E=\frac{16aH^2}{\pi^3 c_v}\sum_{1,3,5}^{\infty}\frac{1}{n^3}\{1-\exp[\frac{-n^2\pi^2 c_v(t_2-t_1)}{4H^2}]\}\sin\frac{n\pi z}{2H}\exp[\frac{-n^2\pi^2 c_v(t-t_2)}{4H^2}] \tag{7-37}$$

于是，对于第三阶段，我们也得到了超孔隙水压力的解析解。

与式(8-19)相仿，此阶段内矿泥层某深度 z 处的超孔隙水压力与总应力之比为：

$$U(z)=\frac{u_A+u_B}{\sigma(z)} \tag{7-38}$$

但 $\sigma(z)$ 不再随时间变化，而是取以下定值：

$$\sigma(z)=\gamma' z+\alpha(t_2-t_1) \tag{7-39}$$

至此，三个不同阶段超孔隙水压力问题的解答已讨论完毕。在计算具体的工程问题时，可把尾矿坝划分成三段，即坝坡段、干滩段和人工湖段，各段的矿泥层所处的阶段分别为：

人工湖段　　矿泥层厚度随时间增大阶段

干滩段　　矿泥层上附加荷载随时间增长阶段

坝坡段　　矿泥层上附加荷载保持恒定阶段

在每个坝段，根据需要选择若干条垂直的计算线，输入各种数据进行计算，然后绘制超孔隙水压力等值线。将三段孔隙水压力等值线进行联结，就得到了某时刻整个尾矿坝矿泥层的超孔隙水压力等值线。

§ 7.5 算例分析

以某铅锌矿为例进行计算分析，该尾矿坝 1-1 剖面的简化计算如图 7.12 所示。假定矿泥层下面为水平不透水边界，矿泥层上面为完全透水边界。设计坝高为 52.5m，矿泥层及坝高上升速度均为 1.75m/y，矿泥层容重为 18.6kN / m³，矿泥层以上坝体土料为相对透水材料，其容重为 20.3kN / m³，并假定浸润线位于地表，亦即最不利条件下整个坝体按全饱和考虑。现计算当矿泥层C_v值分别取 0.0316cm² / s 及 0.01cm² / s 时，尾矿坝筑至最大高度时的超孔隙水压力分布。

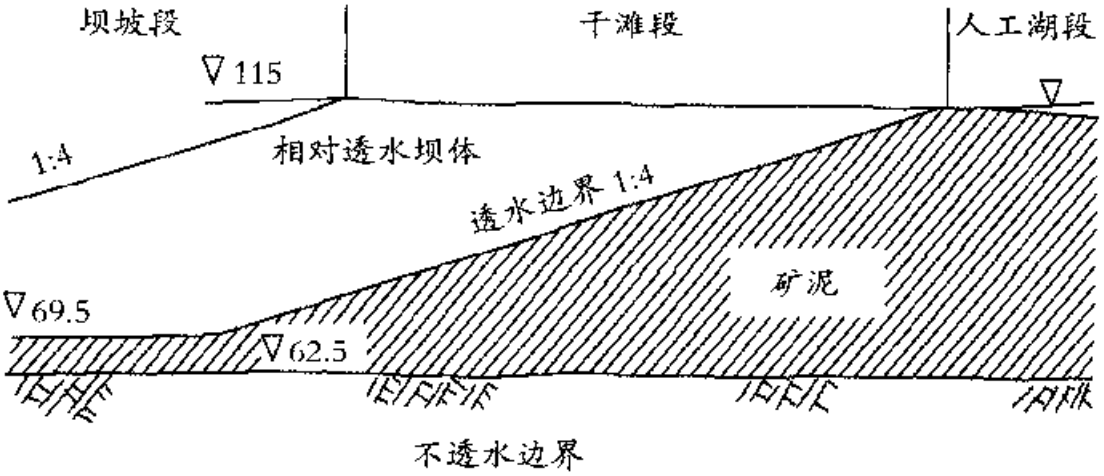


图 7.12 尾矿坝超孔隙水压力计算简化剖面

解：

图中人工湖段控制方程为：

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}+\frac{1}{c_v}(\gamma' Q-\frac{\partial u}{\partial t})=0 \tag{7-40}$$

定解条件为：
$$\begin{cases} t=0, u=0 \\ z=0, u=0 \quad (\text{矿泥顶面}) \\ z=H, \dfrac{\partial u}{\partial z}=0 \ (\text{尾矿泥顶面}, H=Qt) \end{cases}$$

解为：

$$u=\gamma' Q t-\gamma'(\pi c_v t)^{\frac{1}{2}} \exp[\frac{-(H-z)}{4c_v t}]I$$

$$I=\int_0^{\infty}\tanh\xi\frac{Q\xi}{2c_v}\cosh\frac{(H-z)\xi}{2c_vt}\exp\left(\frac{-\xi^2}{4c_vt}\right)d\xi$$

干滩段控制方程为：

$$\frac{\partial^2u}{\partial z^2}+\frac{1}{c_v}(a-\frac{\partial u}{\partial t})=0$$

定解条件为：$\begin{cases}t=t_1,u=u_0(z)\\ z=0,u=0 \quad (矿泥顶面)\\ z=H,\dfrac{\partial u}{\partial z}=0 \quad (矿泥顶面，H=Qt_1)\end{cases}$

解为：

$$u=\frac{32F\gamma'H}{\pi^3}\sum_{1,3,5}^{\infty}\frac{1}{n^3}\sin\frac{n\pi z}{2H}\exp[\frac{-n^2\pi^2c_v(t_2-t_1)}{4H^2}]+\frac{16aH^2}{\pi^3c_v}\sum_{1,3,5}^{\infty}\frac{1}{n^3}\sin\frac{n\pi z}{2H}\{1-\exp[\frac{-n^2\pi^2c_v(t-t_1)}{4H^2}]\}$$

（本算例中$T<4$）

坝坡段控制方程为：

$$\frac{\partial u}{\partial t}-c_v\frac{\partial^2u}{\partial z^2}=0$$

定解条件为：$\begin{cases}t=t_2,u=(u_A+u_B)\\ z=0,u=0 \quad (矿泥顶面)\\ z=H,\dfrac{\partial u}{\partial z}=0 \quad (矿泥顶面，H=Qt_1)\end{cases}$

解为：

$$u=\frac{32F\gamma'H}{\pi^3}\sum_{1,3,5}^{\infty}\frac{1}{n^3}\sin\frac{n\pi z}{2H}\exp[\frac{-n^2\pi^2c_v(t-t_1)}{4H^2}]+\frac{16aH^2}{\pi^3c_v}\sum_{1,3,5}^{\infty}\frac{1}{n^3}\times$$

$$\{1-\exp[\frac{-n^2\pi^2c_v(t_2-t_1)}{4H^2}]\}\sin\frac{n\pi z}{2H}\exp[\frac{-n^2\pi^2c_v(t-t_2)}{4H^2}]$$

将计算结果绘制成超孔隙水压力等值线，如图 7.13 所示。从计算结果看出，即使按$c_v=0.01cm^2/s$，考虑当坝高达到 115 米高程时，坝坡段七米厚的矿泥层中

的超孔隙水压力亦早已消散为零，超孔隙水压力维持较高的区域分布在干滩段厚矿泥层伸向库区部位。这对于尾矿堆积坝整体抗滑稳定显然是非常有利的。从本章第二节内容可知，矿泥层的消散系数或固结系数仅在有效应力$\bar{\sigma}$的水平极低时才会取值近于$1\times10^{-2}cm^2/s$。有效应力$\bar{\sigma}$高于100kPa，C_v'及C_v值应高于$3\times10^{-2}cm^2/s$。因此总的来说，以上计算得到的结果还是偏于安全的。

对于该铅锌矿尾矿坝，由于尾矿坝的C_v'值为$10^{-2}cm^2/s$的数量级，而坝高上升速度又不大，所以在尾矿坝的斜坡段矿泥层中的超孔隙水压力可以得到充分的消散。干滩段向库区延伸的厚矿泥层深部虽然维持较高的超孔隙水压力，但对尾矿坝抗滑稳定的影响已不很大。

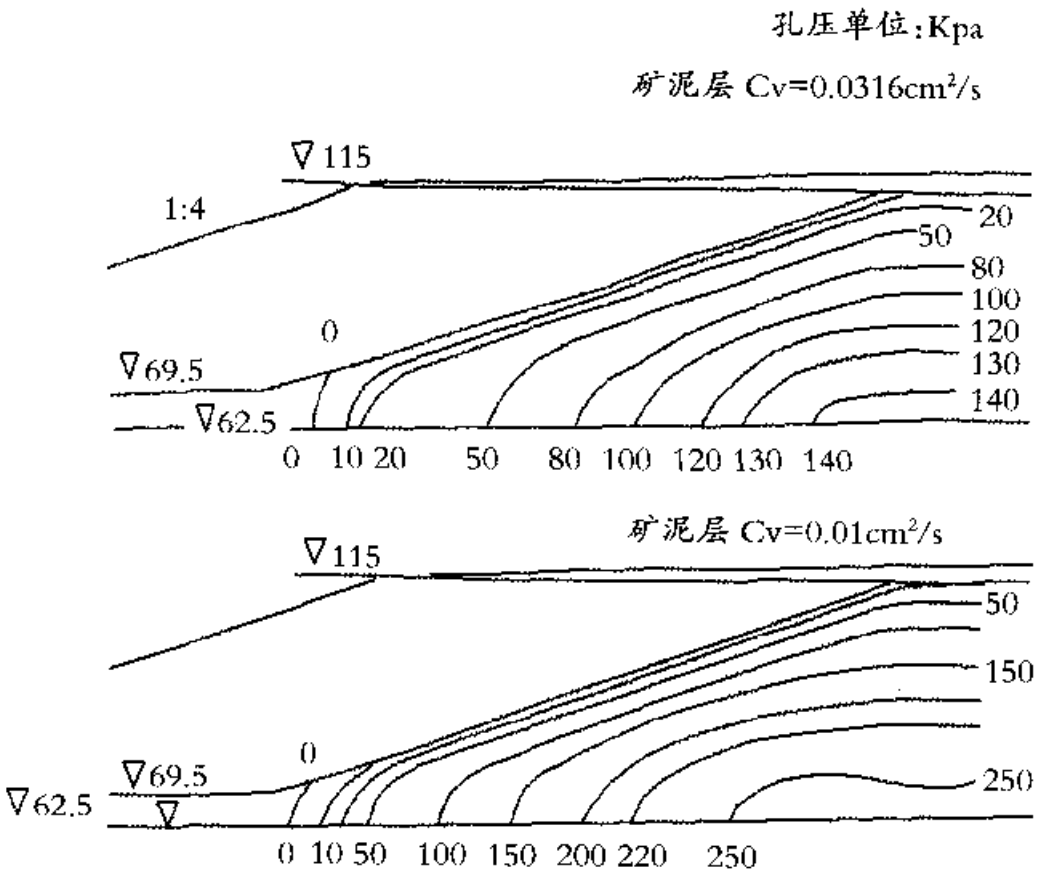


图 7.13 坝高上升至最大高程时的瞬态超孔隙水压力分布

§7.6 另一种性状的尾矿泥

在这里需要指出，根据我们的经验，不同尾矿库的尾矿土的工程性质，有的可能很相近，有的也可能相差很大，主要取决于尾矿土的矿物成分[31]。所以具体情况要具体分析，不可以将一个尾矿库的试验结果和研究结论很随意地就搬到其他尾矿库去应用。以上关于尾矿坝超孔隙水压力问题的研究，在分析方法上虽然有一定普遍意义，但在分析结果上是针对江西某铅锌矿尾矿库情况而言的，其他尾矿库不一定都是如此。例如，江西某铜矿尾矿库的情况就不一样。1994 年对该铜矿尾矿坝尾矿土试样进行孔压消散试验，结果见表 7.5～表 7.7。

由试验结果可以看出，该铜矿的尾重亚粘的消散系数和固结系数要比尾矿泥大两个数量级；同属于尾矿泥，该尾矿泥的消散系数或固结系数和一般粘土相当，要比上文研究的江西某铅锌矿尾矿泥低一个数量级。由太沙基固结理论可知，当其他条件相同时，消散系数或固结系数愈低，超孔隙水压力消散得愈慢。这意味着如果坝高上升速度相同时，该铜矿尾矿坝矿泥层中的超孔隙压力的消散速率要比上文研究的江西某铅锌矿尾矿坝矿泥层慢很多。

两种矿泥在力学性质上的这种差别可以用矿物成分上的差异进行解释。图 7.14 和图 7.7 分别是该铜矿尾矿泥和该铅锌矿尾矿泥风干粉末样的 x- 衍射图谱。

表 7.5　　江西某铜矿尾矿土 K_0 固结孔压消散试验结果表

试样编号：A4-1　尾矿分类：尾重亚粘

垂直荷载 $\bar{\sigma}$ (kPa)	荷载增量 $\Delta\sigma$ (kPa)	孔隙比 e	压缩模量 E_s (MPa)	试样平均高度 h (cm)	孔压消散50%所需时间 t50 (min)	排水固结90%所需时间 t90 (min)	消散系数 C_v ($10^{-2}cm^2/s$)	固结系数 C_v ($10^{-2}cm^2/s$)
50		0.728						
100	50	0.704	3.60	3.069	0.34	2.02	17.5	6.60
200	100	0.671	5.24	3.013	0.23	0.90	\	9.50
400	200	0.632	8.86	2.948	0.14	0.72	37.6	17.1
800	400	0.589	16.1	2.375	0.08	0.42	69.8	27.0

表 7.6　　江西某铜矿尾矿土 K_0 固结孔压消散试验结果表

试样编号:A4-3　尾矿分类:尾重亚粘

垂直荷载 $\bar{\sigma}$	荷载增量 $\Delta\sigma$	孔隙比 e	压缩模量 E_s	试样平均高度 h	孔压消散50%所需时间 t50	排水固结90%所需时间 t90	消散系数 C_v'	固结系数 C_v
kPa	kPa		MPa	cm	min	min	$10^{-2}cm^2/s$	$10^{-2}cm^2/s$
50		0.728						
100	50	0.709	4.55	3.057	0.38	1.26	15.8	10.5
200	100	0.676	5.24	3.007	0.24	0.79	23.9	16.1
400	200	0.639	4.34	2.938	0.14	0.71	39.0	17.3
800	400	0.598	16.9	2.874	0.09	0.45	58.1	25.9

表 7.7　　江西某铜矿尾矿土 K_0 固结孔压消散试验结果表

试样编号:A5-2　尾矿分类:尾矿泥

垂直荷载 $\bar{\sigma}$ (kPa)	荷载增量 $\Delta\sigma$ (kPa)	孔隙比 e	压缩模量 E_s (MPa)	试样平均高度 h (cm)	孔压消散50%所需时间 t50 (min)	排水固结90%所需时间 t90 (min)	消散系数 C_v' ($10^{-2}cm^2/s$)	固结系数 C_v ($10^{-2}cm^2/s$)
50		1.526						
100	50	1.437	1.42	3.012	6.4	16.0	8.98	8.01
200	100	1.345	2.75	2.898	7.6	14.4	7.00	8.22
400	200	1.196	3.37	2.737	4.3	9.61	11.0	11.0
800	400	1.026	7.60	2.581	3.1	7.18	13.6	13.1

表 7.8　　江西某铜矿尾矿土 K_0 固结孔压消散试验结果表

试样编号:A5-3　尾矿分类:尾矿泥

垂直荷载 $\bar{\sigma}$ (kPa)	荷载增量 $\Delta\sigma$ (kPa)	孔隙比 e	压缩模量 E_s (MPa)	试样平均高度 h (cm)	孔压消散50%所需时间 t50 (min)	排水固结90%所需时间 t90 (min)	消散系数 C_h' ($10^{-2}cm^2/s$)	固结系数 C_v ($10^{-2}cm^2/s$)
50		1.496						
100	50	1.380	1.08	2.908	8.4	28.1	6.68	4.65
200	100	1.217	1.53	2.740	13.0	28.1	3.66	4.15
400	200	1.047	2.94	2.541	8.1	17.2	5.02	5.86
800	400	1.898	6.70	2.354	6.4	13.3	5.48	6.54

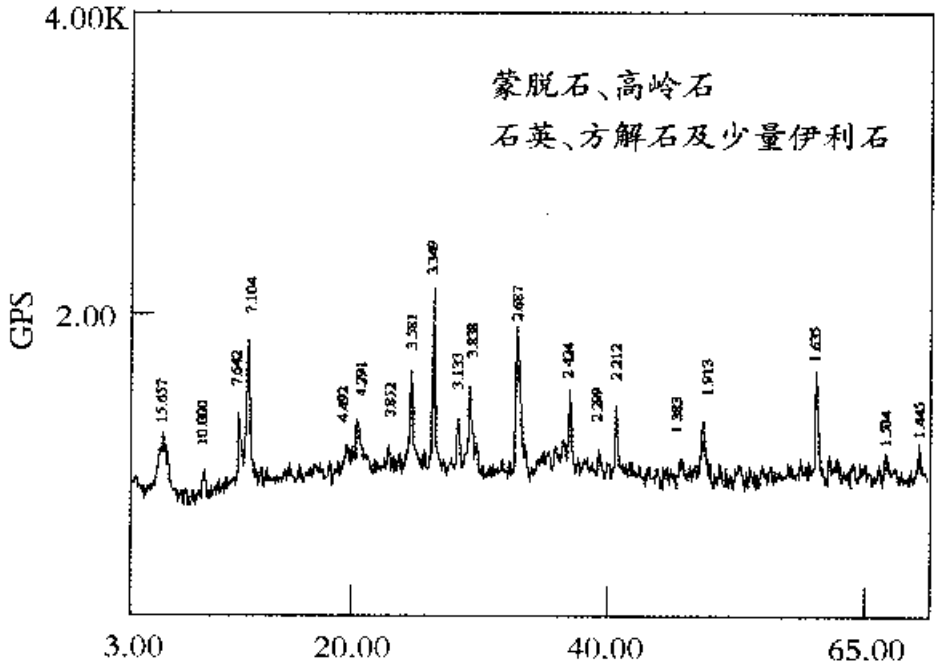


图 7.14 江西某铜矿尾矿泥 X- 衍射图谱

从图 7.14 可知,该铜矿的尾矿泥中含有一定数量的蒙脱石和高岭石,蒙脱石属于高度分散的亲水性极强的粘土矿物,土中蒙脱石含量愈高,土的力学性质也愈差;而上文研究的铅锌矿尾矿泥中则不含蒙脱石,样品中虽也有少量的粘土矿物,其成分为高岭石和绿泥石,它们并不属于高度分散的亲水性极强的粘土矿物。

第八章　尾矿坝稳定性计算分析

§8.1 前言

尾矿坝的稳定性分析的计算方法有很多种，目前比较常用的方法有极限平衡法、有限单元法和有限差分法。在采用有限单元法和有限差分法时，一般都是采用强度折减方法来确定安全系数，其安全系数的物理意义是指强度折减至尾矿坝体达到临界状态时的折减程度。而极限平衡法只假定一个临界状态滑动面，安全系数是在该滑动面上的下滑力和抗滑力之比。所以两种方法的安全系数定义及其物理意义有一定的差别。本章在求解安全系数的时候还是采用极限平衡法，对于强度折减法在这里就不作详细的介绍。按照计算方法的不同，强度折减法可分为有限元强度折减法和有限差分强度折减法，有限元的强度折减法的研究在国内主要是以郑颖人[40]院士等为代表，通过将摩尔库仑屈服准则在平面上的等边不等角的六边形等效为圆，控制圆形的面积与六边形的面积相等，通过换算公式将六棱锥等效为圆锥，从而可以解决有限元计算中的由于六棱锥的奇异而导致的不收敛问题。而有限差分的强度折减国内研究的不多，但是美国的 ITASCA 公司开发出来的 FLAC 软件在求解安全系数的时候就是采用的强度折减，该方法不需要等效屈服准则，可以直接折减强度进行计算，有兴趣的读者可以参考 FLAC 的用户手册。

对于尾矿坝稳定性分析规范中使用的还是简单易用的极限平衡法，一般采用有效应力法进行计算。以下对极限平衡法和有限单元法如何分析尾矿坝的稳定性作一个简介。为了了解坝体的应力分布情况采用有限单元法进行计算，作为极限平衡法的补充。

§8.2 极限平衡法

8.2.1 计算条件

(1)运行情况

根据“中国地震烈度区划图(1990)[41]”，查找矿区所处的地区的地震基本烈度。根据《水工建筑物抗震设计规范 DL5073-2000》[42]总则中规定，各类水工建筑物抗震设计的设计烈度一般采用基本烈度作为设计烈度。工程抗震设防类别为甲类的水工建筑物(建筑物级别为 1 级壅水建筑物，场地基本烈度≥Ⅵ度)，可根据其遭受

强震影响的危害性，在基本烈度基础上提高 1 度作为设防烈度，其他特殊情况需要采用高于基本烈度的设计烈度时，应经主管部门批准。《水工建筑物抗震设计规范 DL5073-2000》[42]总则中规定，当设计烈度小于Ⅶ度(包含Ⅶ度)时，可不进行抗震计算，但对 1 级水工建筑物仍应按照规范采取适当的抗震措施。因此对于一般的处于基本烈度为Ⅵ度或小于Ⅵ度的尾矿坝，可以不考虑地震荷载。在基本烈度大于Ⅵ度的情况下就要求考虑地震荷载。

尾矿坝稳定性分析中，要求考虑三种运行情况。一是尾矿库处于正常工作状态，采用实测的浸润线位置；二是在洪水运行条件下，采用按尾矿库设计防洪标准计算的浸润线位置，有许多尾矿坝排渗系统不完善或疏于管理，则应考虑在排渗系统失效坝体处于全饱和的情况；三是基本烈度大于 Ⅵ 度地区，要考虑洪水加地震的特殊运行情况。

根据《选矿厂尾矿设施设计规范 ZBJ1-90》[1]规定，坝坡抗滑稳定性的最小安全系数不应小于表 8.1 规定的数值。

表 8.1　　坝坡抗滑稳定最小安全系数

运行情况 \ 坝级别	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ、Ⅴ
正常运行	1.30	1.25	1.20	1.15
洪水运行	1.20	1.15	1.10	1.05
特殊运行	1.10	1.05	1.05	1.00

(2) 计算剖面图

根据勘探与室内试验结果，得到各条勘探线的地质剖面，计算剖面图是根据工程地质剖面图加以适当的简化而成的概化剖面图。概化后的计算剖面图要求能够反映坝体的真实情况。

(3) 土性指标

尾矿坝的稳定性分析结果的可靠程度主要取决于各种土质强度指标的合理程度，获得合理的力学性质指标是非常关键的[43]。为了取得可靠的稳定性分析计算的参数，必须进行大量的物理力学试验。物理试验的目的是要了解尾矿材料的颗粒组成、密度和渗透等特性，力学试验可以为计算提供力学模型参数。常用的力学试验包括尾矿材料的直剪试验和三轴试验。在稳定性分析中要取得可靠的计算结果就

必须保证尾矿材料的代表性和试验的数量，所以大量的室内试验是必要的。在试验的基础上采用统计的方法，并参考同种类矿山的同类尾矿材料物理力学指标的经验值综合考虑确定计算使用的土性指标。

8.2.2 分析方法

设计规范对于尾矿坝稳定性分析使用的是简单易用的极限平衡法，一般采用有效应力法进行计算。有效应力计算方法可以选用瑞典法和简化 Bishop 法，但是规范规定的安全系数默认的方法是瑞典条分法。通过几个尾矿坝工程的稳定性分析结果可知这两种计算方法在该尾矿坝的稳定性分析中结果有一定的差别，且一般情况下瑞典法计算的安全系数结果略小于简化 Bishop 方法，在进行尾矿坝稳定性计算分析时，可以同时使用这两种计算方法进行稳定性计算，以瑞典法作为安全评价的基础，将简化 Bishop 法作为比较和参考。

瑞典条分法(简称瑞典法)是古老而又最简单的方法，该方法假定滑裂面是个圆柱面，且还假定不考虑土条两侧的作用力，安全系数定义为每一土条在滑裂面上所产生的滑动力矩和之比[43][44]。瑞典法的计算示意图见图 8.1，安全系数的表达式如下：

$$F_s=\frac{\sum[c_i'b_i+(W_i-u_ib_i)tg\phi_i']}{\sum W_i\sin\alpha_i++\sum Q_i\frac{e_i}{R}} \tag{8-1}$$

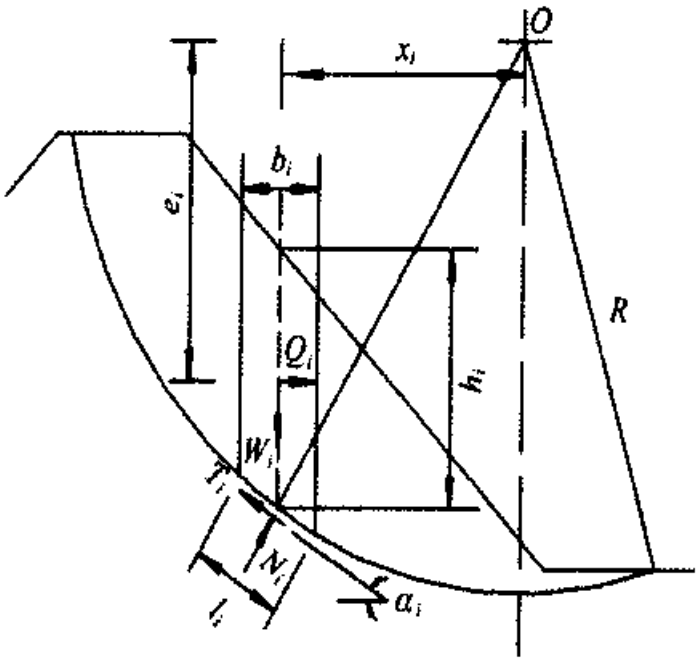


图 8.1 瑞典法示意图

在图 8.1 中：

α_i——土条底部的坡角；

h_i——土条高度；

b_i——土条宽度；

W_i——土条自重；

Q_i——水平作用力；

u_i——土条底部的孔隙水压力；

R——滑弧的半径；

c_i'——土条底部的土体的有效粘聚力；

ϕ_i'——土条底部的土体的有效内摩擦角；

F_s——滑面的安全系数。

由于瑞典法略去了条间力的作用，因此严格地说，对于每一土条力的平衡条件是不满足的，对于土条本身的力矩平衡也不满足，只满足整个土体的力矩平衡条件[43][44]。由此产生的误差一般使求出的安全系数偏低 10～20%，且这种误差随着滑裂面圆形角和孔隙压力的增大而增大。而简化 Bishop 法考虑了土条间法向作用力，该方法的计算示意图如图 8.2 所示，计算公式如下：

$$F_s=\frac{\sum\frac{1}{m_{\alpha i}}[c_i'b_i+(W_i-u_ib_i)tg\phi_i']}{\sum W_i\sin\alpha_i+\sum Q_i\frac{e_i}{R}} \tag{8-2}$$

$$m_{\alpha i}=\cos\alpha_i+\frac{tg\phi_i'\sin\alpha_i}{F_s} \tag{8-3}$$

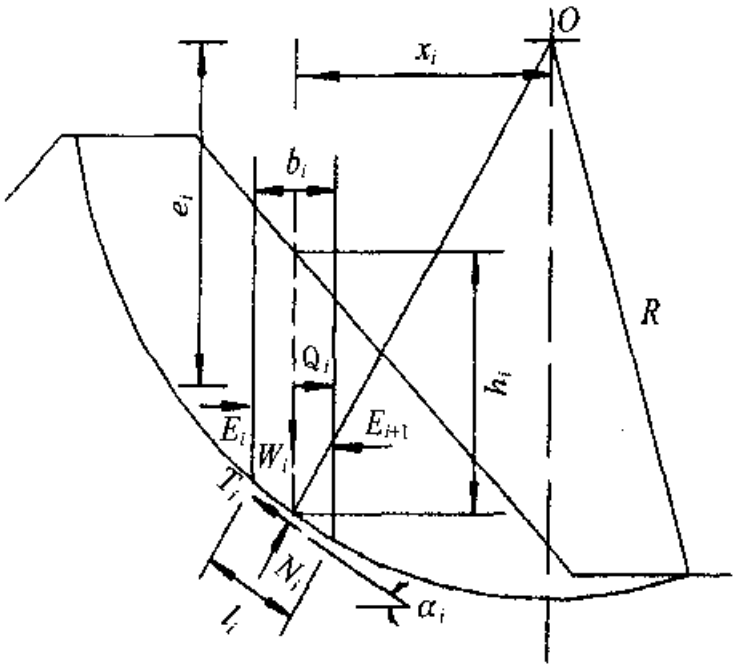


图 8.2　简化 Bishop 法示意图

在图 8.2 中：

α_i——土条底部的坡角；

h_i——土条高度；

b_i——土条宽度；

W_i——土条自重；

Q_i——水平作用力；

u_i——土条底部的孔隙水压力；

R——滑弧的半径；

e_i——土条水平作用力对滑弧圆心的力臂；

c_i'——土条底部的土体的有效粘聚力；

ϕ_i'——土条底部的土体的有效内摩擦角；

F_s——滑面的安全系数。

从式(8-3)可以看出，$m_{\alpha i}$中也含有F_s，因此需要试算，先假设稳定性安全系数F_s，按照式(8-2)和式(8-3)两式算出新的F_s值，通过反复迭代直至前后两次计算得到的F_s值的差值在允许的范围内为止。

对于每一个假设的滑动面均可以算出相应的安全系数。为寻找最危险滑动面位置，需搜索很多滑动面，逐一进行计算，而后求得最小的安全系数，据此判定尾矿坝坝体的抗滑稳定性。

8.2.3 算例分析

许多文献[45]~[51]中都给出了尾矿坝计算的具体步骤及计算结果，本章以江西某铜矿尾矿坝作为计算实例，采用极限平衡法进行稳定性计算。

该矿尾矿库是江西南昌有色金属设计研究院 1966 年设计，1973 年建成投产的。尾矿坝为上游法筑坝，初期坝为均质土坝，坝顶设计实际标高 84.43m，坝底标高 69m，最大坝高 15.43 米；坝前、后坡坡比均为 1:2.5，坝顶宽 3m，坝轴线长 94m；坝后坡标高 71.5m 处，设有堆石排水棱体，最大高度 3m，顶宽 1m。设计用尾砂堆筑子坝，堆积子坝坡比为 1:5，最终堆积标高为 120m，有效库容 320 万 m^3。该尾矿库目前坝顶高程为 118m，坝高 49m，其库容约为 300 万 m^3，根据坝高和库容可将该坝定为 IV 级库。如果继续使用并加高，当坝顶高程达到 129m 时，该库的等级将升为 III 级。该尾矿库原设计最终堆积标高为 120m，至 2003 年 7 月尾砂面已升至标高 118.0m，接近最终设计标高。为确保矿山继续生产，尾矿库的扩容工作已经迫在眉睫。如果能将最终标高增加至 135m，则可增加库容 230 万 m^3，若按年入库尾矿量 10 万 m^3 计，还可延长该尾矿库的使用年限 23 年，若最终堆积标高增至 130m，则该库可继续使用 18 年。尾矿库扩容与新建一座尾矿库相比，从工程造价角度考虑还是非常经济的。该铜矿为减少工程投资，决定优先考虑尾矿库扩容，但必须从技术上论证尾矿库扩容的可行性。其中，尾矿坝加高之后的稳定性如何是能否扩容的关键。中科院武汉岩土力学研究所受江西铜业公司委托，承担了这次稳定性研究评价工作。

该铜矿尾矿坝稳定性分析的计算剖面如图 8.3 至图 8.5 所示，该计算剖面图是对其地质剖面图进行概化后得到的，基本能够反应尾矿堆积坝坝体的分层情况。稳定性分析时所采用的尾矿材料土性指标见表 8.2。

根据“中国地震烈度区划图(1990)[41]”，该铜矿矿区为地震基本烈度小于 VI 度地区。而据《水工建筑物抗震设计规范 DL5073-2000》[42]总则中规定，设计烈度为 VI 度时，可不进行抗震计算分析。

表 8.2　　江西某铜矿尾矿坝稳定性分析采用的土性指标

土类名称	容　重 γ kN/m^3	饱和容重 γsat kN/m^3	有效应力强度指标	
			C' (kPa)	Φ'°
尾细砂	22.0	22.8	0	35
尾粉砂	22.0	22.8	0	32
尾亚砂	21.0	21.8	8	30
尾轻亚粘	21.0	21.0	8	27
尾矿泥	18.6	18.6	4	24
初期坝填土	18.8	19.7	10	30
坝基亚粘土	19.3	19.3	5	30

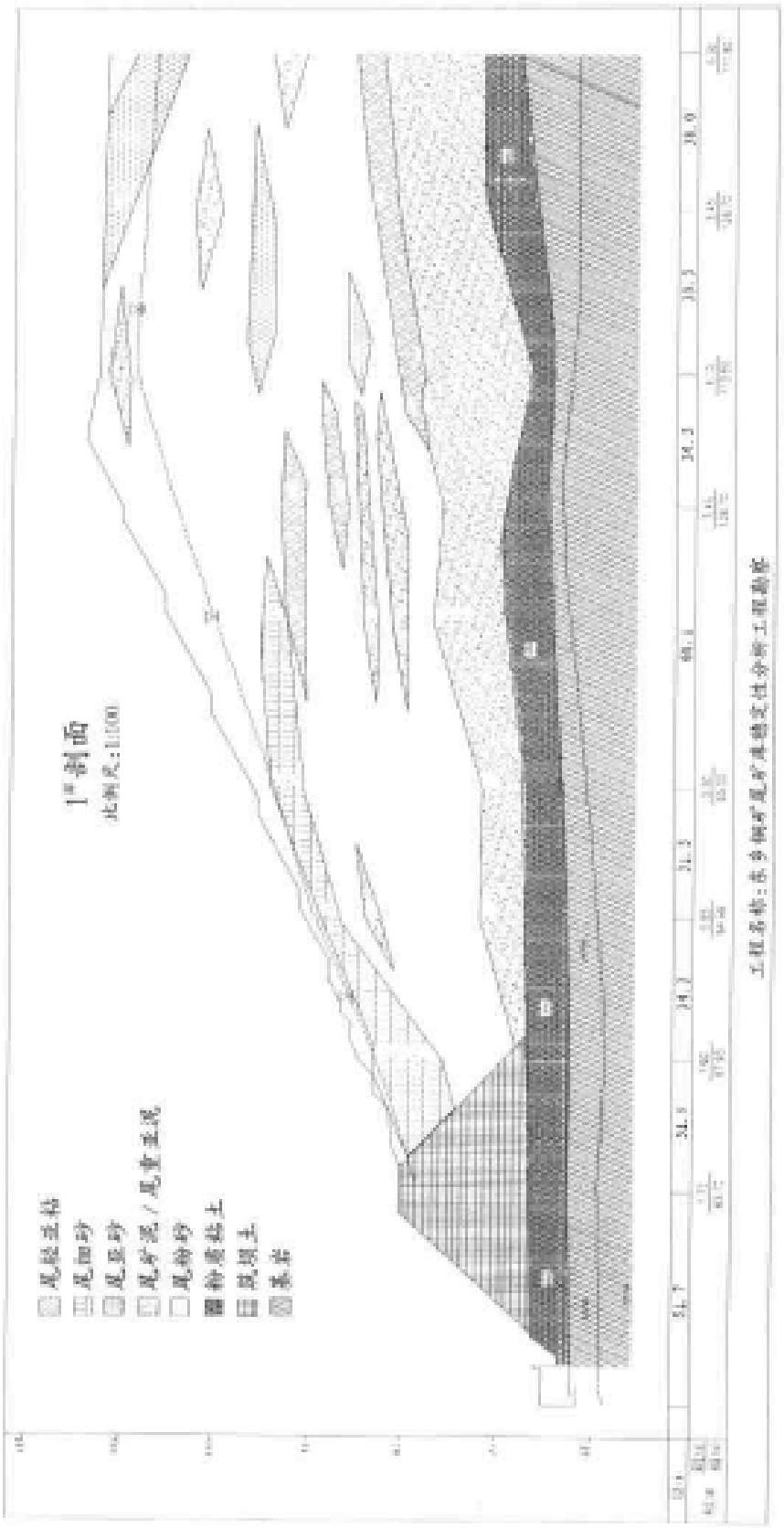


图 8.3.1 号剖面计算图

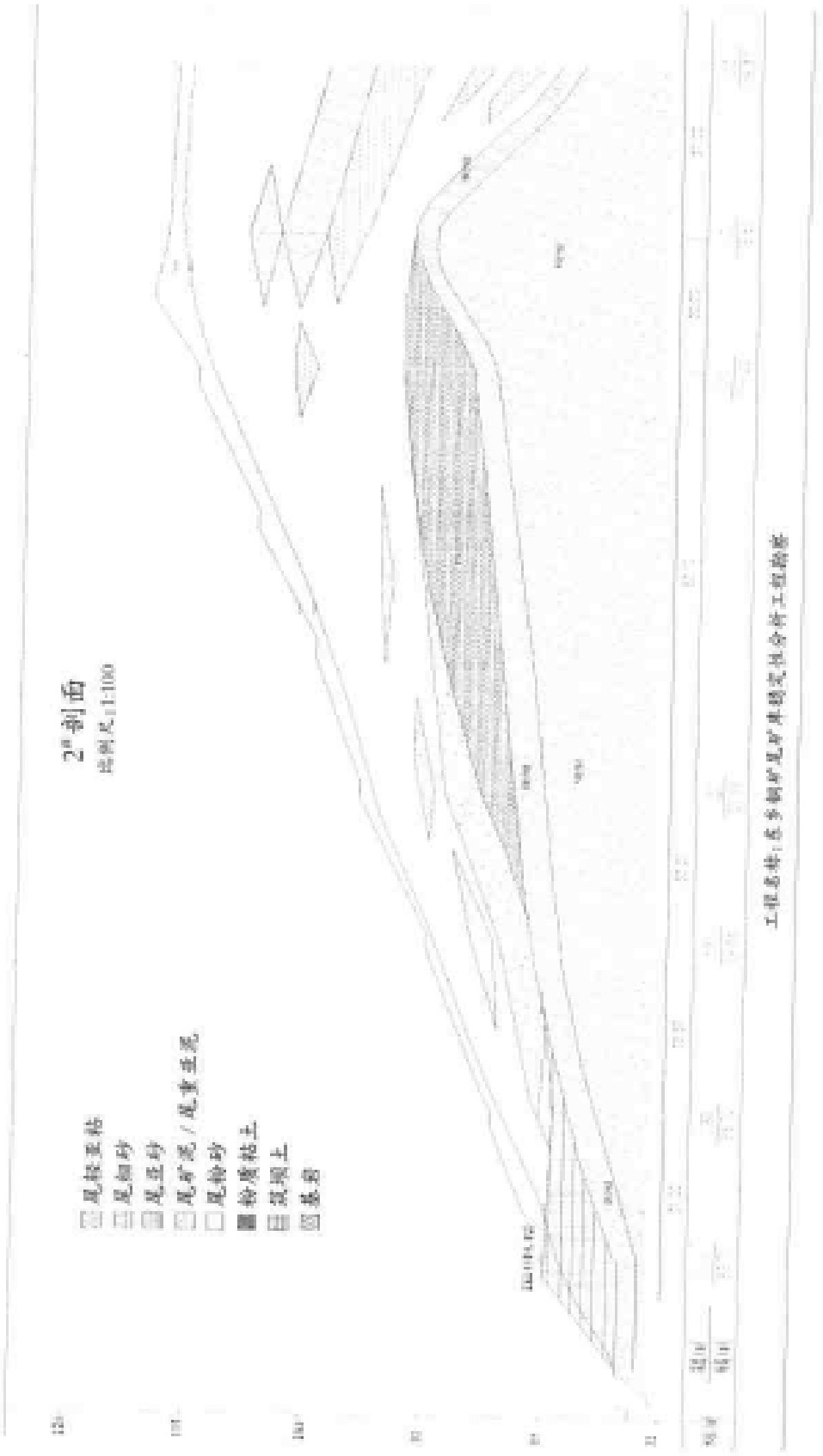


图 8.4 2号剖面计算图

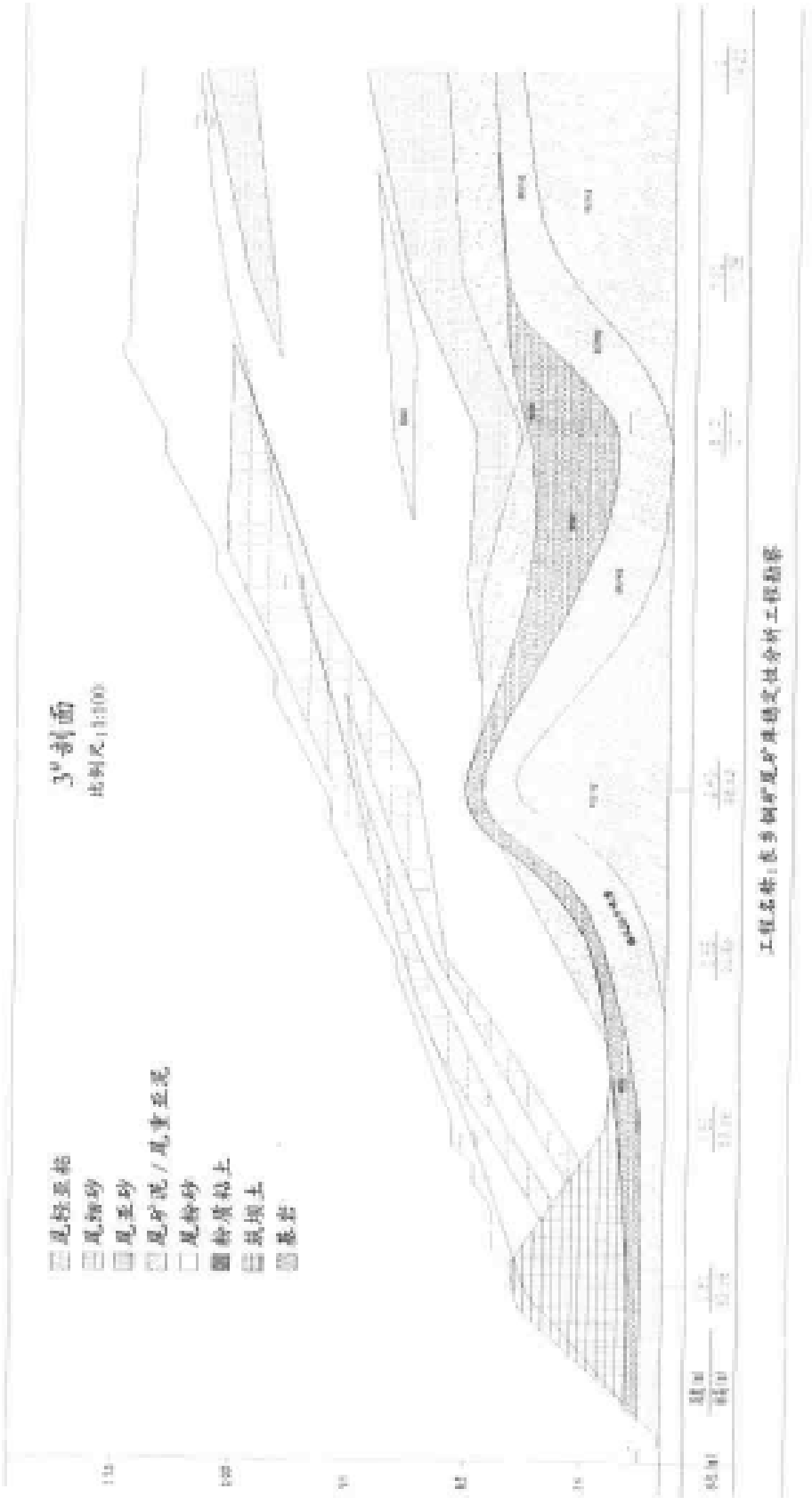


图 8.5 3 号剖面计算图

根据该铜矿的扩容要求，在该尾矿坝稳定性分析中，每个剖面考虑了当时的坝顶标高 118m 及拟加高至坝体标高 125m、130m、135m。在每个坝顶标高情况下，又分别考虑了三种浸润线情况。一是尾矿库处于正常工作状态，采用实测的浸润线位置；二是在洪水运行条件下，按百年一遇考虑，采用计算的浸润线位置；三是考虑在排渗系统失效全饱和的情况下。3 个剖面均考虑上述三种运行情况进行稳定性计算分析。中间的 1 号主剖面的部分计算结果见图 8.6 至图 8.9，限于篇幅 1 号主剖面的其他计算结果图及其他剖面的计算分析结果图不再列出。

8.2.4 计算结果及分析

运用上文所确定的计算剖面、计算参数与运行情况，用简化的 Bishop 法和瑞典法计算分析该铜矿尾矿坝的整体和局部稳定性，共进行了 100 种计算方案的分析工作，计算结果如表 8.3 及表 8.4 所示，1 剖面部分相应的最小安全系数与滑弧面位见计算分析结果图(图 8.6 至图 8.9)。

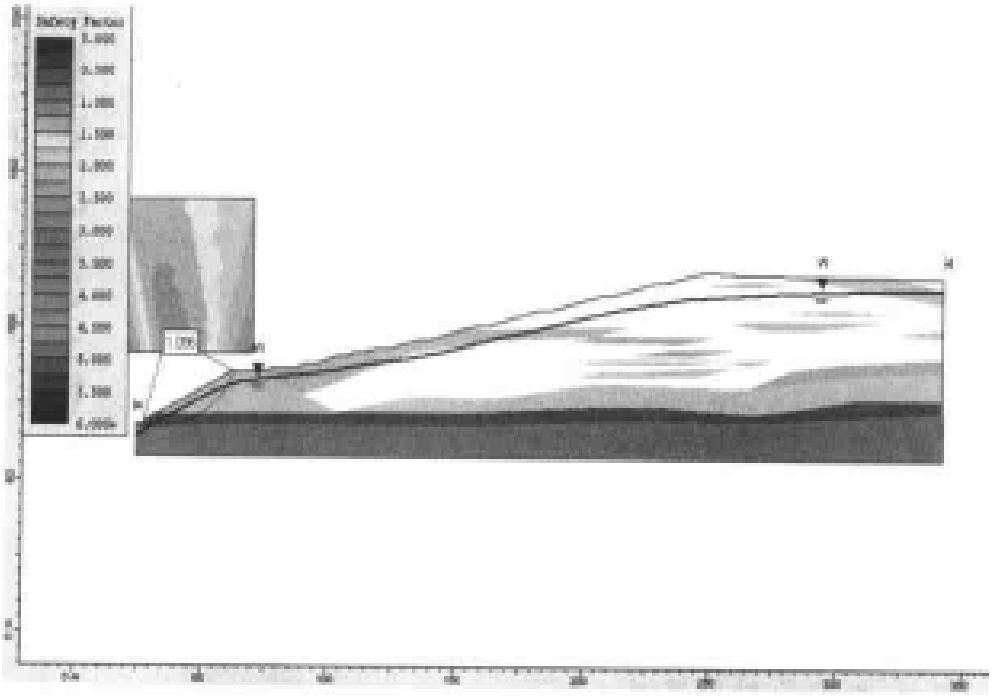


图 8.6 1 号剖面 118m 高程正常运行条件下坝坡下部瑞典法计算分析结果

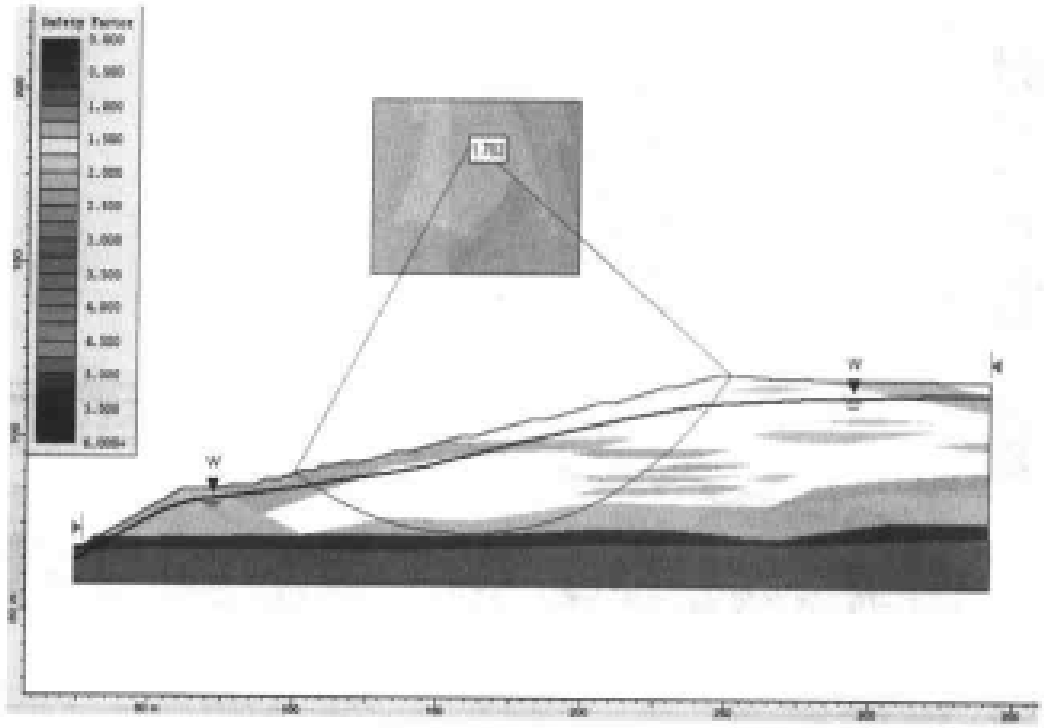


图 8.7 1 号剖面 118m 高程正常运行条件下坝坡上部瑞典法计算分析结果

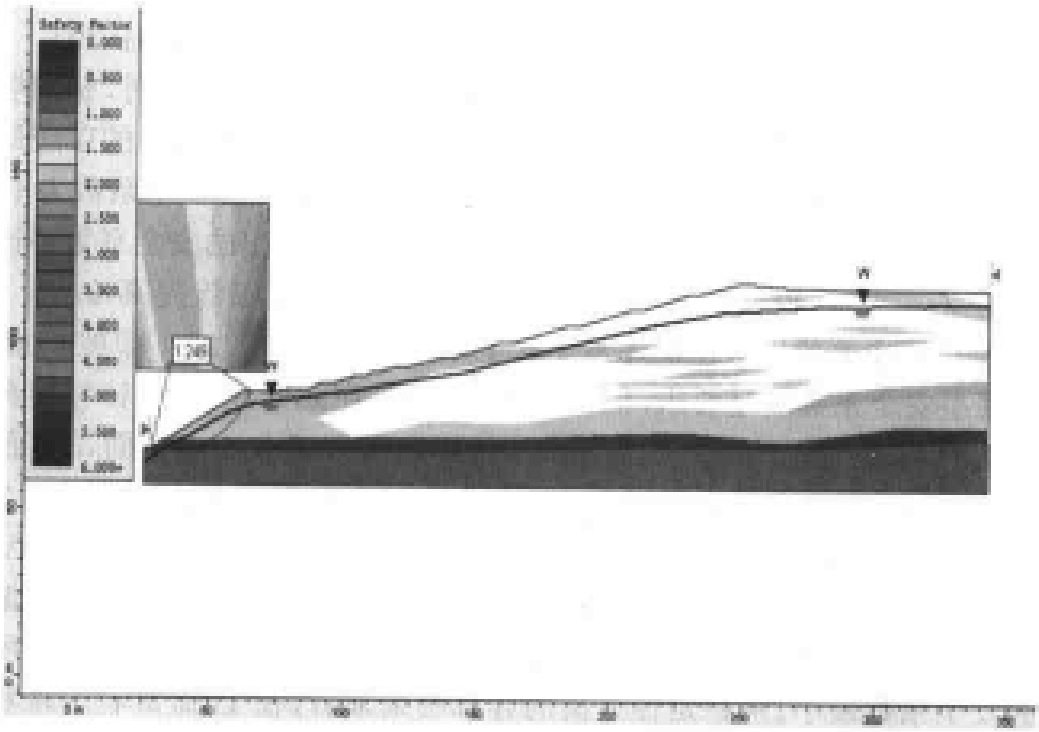


图 8.8 1 号剖面 118m 高程正常运行条件下坝坡下部 Bishop 法计算分析结果

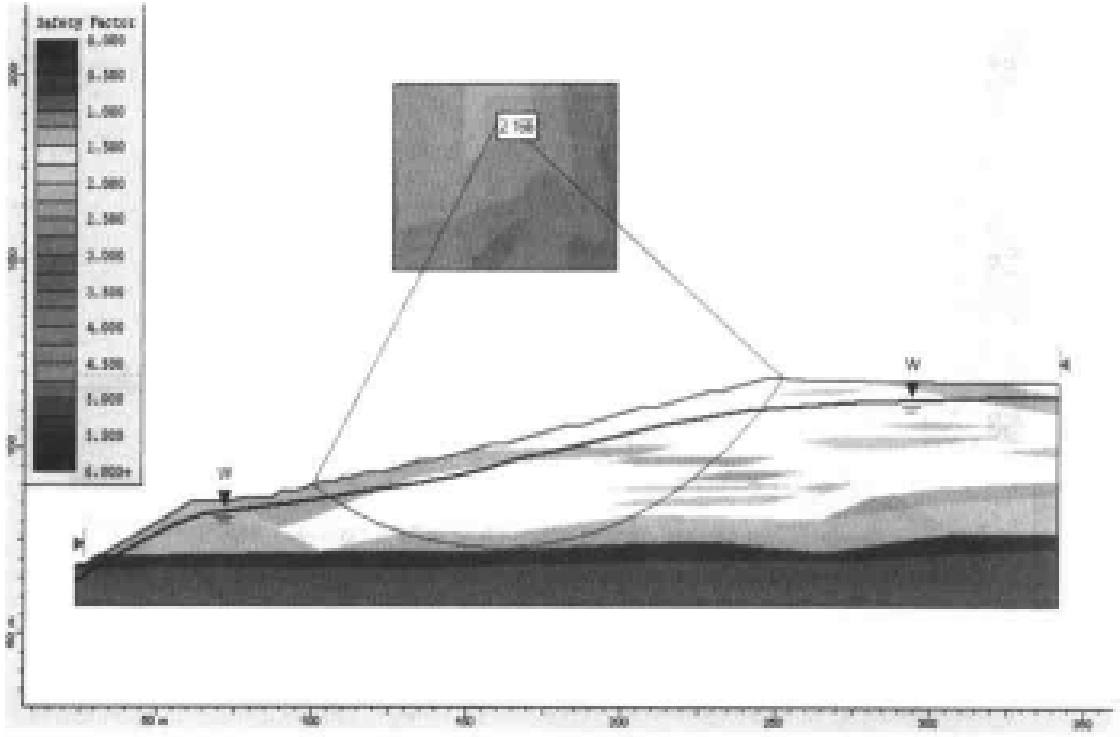


图 8.9 1 号剖面 118m 高程正常运行条件下坝坡上部 Bishop 法计算分析结果

从表 8.3 及表 8.4 和计算分析结果图可以得到以下几方面的认识:

(1)在正常运行的实测浸润线条件下,在 1-1′剖面 118m 高程时,初期坝处用瑞典法计算所得的最小安全系数为 1.096, 不能满足设计规范规定的Ⅳ级尾矿库最小安全系数不小于 1.15 的要求。而在该处用 Bishop 法算的安全系数为 1.249,由于瑞典法和 Bishop 法的假设不同,且一般认为瑞典法得出的安全系数要比实际偏小 10%左右, 所以相应的 Bishop 法的安全系数设防应该提高 0.05, 也即按 Bishop 法计算出来的Ⅳ级尾矿库最小安全系数不能小于 1.20, 即按 Bishop 法计算出的最小安全系数满足要求,但安全储备较低。在此情况下,应该按瑞典法的结果作出结论,由此判定此时的安全系数不能满足规范要求。2-2′剖面、3-3′剖面在同样的条件下得出的安全系数要高于 1-1′剖面, 分别是在瑞典法计算时为 2.500 和 1.211,而 Bishop 法计算结果为 2.644 和 1.351。3-3′剖面基本能满足规范要求,但安全储备较低,2-2′剖面的安全储备较大。分析结果和实际地形纵剖面是漏斗型的特征是相符合的,中间剖面处于漏斗底部,筑坝土及坝基土都相对较厚,所以计算出来的安全系数最小。从稳定性分析的计算结果来看,在 118m 高程时堆积坝的抗滑稳定性还是能满足要求,且基本上都有一定的安全储备。

表 8.3 抗滑稳定性瑞典法计算结果

计算方法	计算剖面	坝顶高程	运行情况	安全系数	
				滑弧所在位置	
				初期坝	堆积坝
瑞典条分法	1—1′	118	正常运行	1.096	1.783
			洪水运行	0.766	1.684
			排渗失效	0.657	1.478
		125	正常运行	0.761	1.612
			洪水运行	0.732	1.558
		130	正常运行	0.730	1.424
			洪水运行	0.705	1.407
		135	正常运行	0.721	1.277
			洪水运行	0.694	1.260
	2—2′	118	正常运行	2.500	2.479
			洪水运行	2.590	2.308
		125	正常运行	2.406	2.077
			洪水运行	2.269	2.025
		130	正常运行	2.256	1.840
			洪水运行	2.135	1.763
		135	正常运行	2.170	1.717
			洪水运行	2.080	1.707
	3—3′	118	正常运行	1.211	2.172
			洪水运行	0.963	1.793
		125	正常运行	1.053	1.659
			洪水运行	0.910	1.612
		130	正常运行	0.913	1.450
			洪水运行	0.875	1.416
		135	正常运行	0.877	1.414
			洪水运行	0.864	1.331

表 8.4　　抗滑稳定性简化 Bishop 法计算结果

计算方法	计算剖面	坝顶高程	运行情况	安全系数	
				滑弧所在位置	
				初期坝	堆积坝
简化 Bishop 法	1—1′	118	正常运行	1.249	2.166
			洪水运行	0.898	2.065
			排渗失效	0.810	1.774
		125	正常运行	0.894	2.108
			洪水运行	0.868	1.790
		130	正常运行	0.865	2.048
			洪水运行	0.844	1.809
		135	正常运行	0.856	1.884
			洪水运行	0.835	1.834
	2—2′	118	正常运行	2.641	2.486
			洪水运行	2.504	2.299
		125	正常运行	2.548	2.612
			洪水运行	2.407	2.604
		130	正常运行	2.396	2.050
			洪水运行	2.277	1.978
		135	正常运行	2.310	1.982
			洪水运行	2.223	1.906
	3—3′	118	正常运行	1.351	2.575
			洪水运行	1.086	2.204
		125	正常运行	1.254	2.178
			洪水运行	1.036	2.048
		130	正常运行	1.034	2.072
			洪水运行	1.002	1.867
		135	正常运行	1.004	1.746
			洪水运行	0.988	1.660

(2)在假设坝体分别加高到125m,130m和135m时,分别计算各个剖面的抗滑稳定性安全系数,由于随着坝体加高,浸润线不断抬升,初期坝和堆积坝的安全系数均有所降低,但是表现最为明显的还是初期坝,安全系数将会大大的低于规范要求的最小安全系数,当坝体加高到135m,如果不采取任何降低浸润线的措施时,瑞典法计算所得的安全系数只有0.877,已经小于1,处于危险状态。堆积坝在加高以后,其抗滑稳定性还是可以达到规范的要求的。

(3)在洪水运行和排渗系统失效的条件下,主剖面在118m高程时进行计算分析,瑞典法计算出初期坝滑弧的最小安全系数分别为0.766和0.657,这与在洪水运行情况下,设计规范要求的Ⅳ级尾矿库最小安全系数不小于1.05的规定值相差甚远,所以计算结果表明初期坝在特殊运行情况下也不能满足设计规范规定要求。Bishop法的计算结果较瑞典法的结果有小幅提高,但是离规范的要求也是相差较大,因此在118m坝顶高程情况下抗滑稳定性的最小安全系数不能满足规范要求。在假定坝体加高到125m,130m和135m的情况下,分别计算了在洪水运行情况下的抗滑稳定性,结果表明只有2-2′剖面的初期坝及堆积坝的最小安全系数均能满足要求,而1-1′剖面和3-3′剖面只有堆积坝的安全系数能满足要求,而初期坝的安全系数则达不到规范要求,瑞典法和Bishop法计算出的最小结果分别是1-1′剖面:0.694和0.835;3-3′剖面:0.864和0.988。以上结果表明坝体加高后初期坝在洪水运行情况下更加不能满足要求,堆积坝虽仍然能满足要求,但是安全储备也大为降低。

§8.3 有限元应力分析

对土坝应力和变形的分析,很久以来停留在线性弹性假定的阶段。计算沉降不外乎分层总和法;分析应力则用单位面积上的土柱重表示垂直法向应力σ_z(即一点在坝坡面下的深度与土容重的乘积),或者用楔形体的弹性理论公式。

实际上,土(特别是尾矿)远非线性弹性体,其应力应变关系具有明显的非线性特性。把土或尾矿作为线性弹性体分析,自然与实际出入很大。随着电子计算机的广泛应用,有限单元法进一步发展,对尾矿坝作非线性分析才成为现实[47][48][51]。

所谓有限单元法,就是把连续体即坝体用网格划分为有限数目的单元体;这些单元体之间在结点处相互铰接,形成离散结构;用这种离散结构来代替原来的连续结构,以分析应力和应变。将荷载移置作用于离散结构的结点上,成为结点荷载。

把尾矿坝体离散为一定数量的单元和节点,其中包括边界节点。在边界点中,根据实际情况有固定点和半固定节点(水平固定,垂直可动)。

根据尾矿坝的形状、分联、地下水位等具体情况，采用三节点线性三角形单元和四节点等参四边形单元作为两种基本单元模式。把各单元的自重力平均分配到单元各节点，按节点号叠加形成节点力。用虚位移原理建立单元方程，形成单元初始刚度矩阵。对四节点等参四边形单元，单元刚度矩阵比较复杂，需用 Gauss 数值积分求得。

单元刚度矩阵形成后，按照节点编号，叠加到总刚度矩阵中去，形成总体刚度矩阵，再代入边界条件，就可求解总体方程，求得各单元应力及节点位移。

由于把尾矿坝看作平面应变问题（$\varepsilon_z=0$），其弹性矩阵可表示为：

$$[D]=\frac{E(1-\mu)}{(1+\mu)(1-\mu)}\begin{bmatrix}1 & \mu/(1-\mu) & 0\\ \mu/(1-\mu) & 1 & 0\\ 0 & 0 & (1-2\mu)/[2(1-\mu)]\end{bmatrix} \tag{8-4}$$

又因为采用双曲线的应力应变模式，其弹性矩阵[D]即使对同一种材料而言，也并非是常量，而是应变{ε}的函数，它随着各单元固结应力和单元应变的不同而变化。在有限单元法中，可采用变刚度的割线刚度法，叠代求解。先根据经验，假设一个初始模量，形成初始刚度矩阵，代入总体方程中，求得各单元应变。根据求得的各单元应变，由试验所得的最大模量比和最大剪应变，从关系曲线 E/E_{max} 查得模量折减系数，求得与各单元应变相应的模量，再形成刚度矩阵，求得单元应变。如此反复叠加。每次叠代，都可求得各单元中的相对模量误差：

$$ER=\frac{|E_i-E_{i+1}|}{E_i} \tag{8-5}$$

直到各单元中的最大相对模量误差 $ER_{max}\leq 0.1$ 或 0.2，就可以认为满足要求，叠代结束，求得坝体内最终的应力分布及位移。

总体方程可表示成下列简单形式：

$$[k]\{\varepsilon\}=\{F\} \tag{8-6}$$

其中：[k]—总体刚度矩阵；{ε}—节点位移列阵；{F}—节点力列阵。

总体方程可看作一个很大的线性方程组。采用矩阵变换的方式解总体方程，把总体刚度矩阵分解成三个矩阵的乘积：

$$[k]=[L][D][L]^T \tag{8-7}$$

式中：[L]—下三角矩阵；$[L]^T$—上三角矩阵；[D]—对角矩阵（不是弹性矩阵）。

把(8-7)式代入(8-8)式，得：

$$[L][D][L]^T\{\varepsilon\}=[F] \tag{8-8}$$

设：$[L][D]=[I]$仍是一个下三角矩阵；$[L]^T[\varepsilon]=[\omega]$。

则：

$$[I][\omega]=[F] \tag{8-9}$$

用回代求解法，直接求解上述方程，即可求得$[\omega]$矩阵，再代入$[L]^T[\varepsilon]=[\omega]$，就可求得位移$[\varepsilon]$。

利用三角形矩阵的特点，采用逐步降阶的回代求解的方法，就可用简单的代数方程方法解上述的总体方程。

考虑到尾矿材料应力－应变的非线性关系，在计算中采用了邓肯(Duncan)的双曲线模型(既非线性弹性模型)。非线性弹性模型的E，一般是根据三轴压缩试验所得到的应力—应变曲线所表示的。根据康德纳(Kondner)的建议，三轴试验的应力与应变近似为双曲线关系，如图8.10所示。

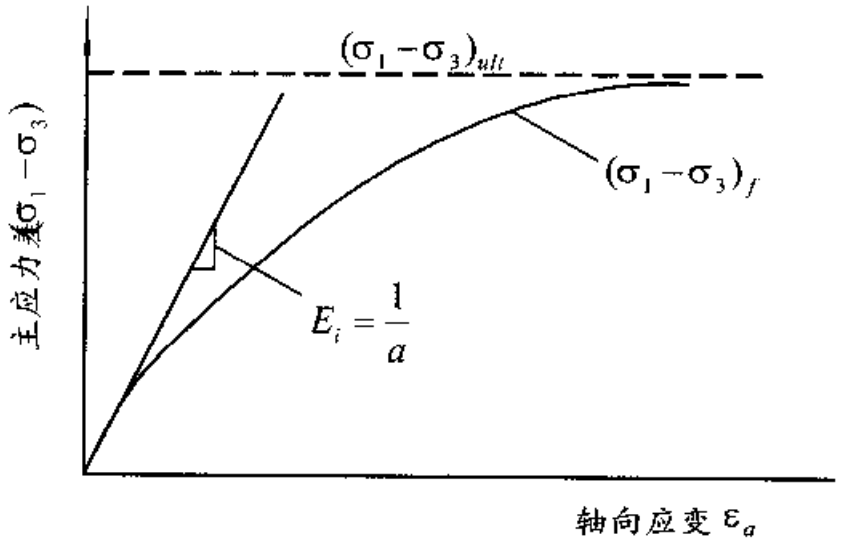


图8.10　双曲线应力—应变关系

即在σ_3不变时：

$$\sigma_1-\sigma_3=\frac{\varepsilon}{a+b\varepsilon_a} \tag{8-10}$$

式中：a－初始切线模量Ei的倒数；b－主应力差渐近值$(\sigma_1-\sigma_3)_{ult}$的倒数；$\sigma_1$－最大主应力；$\sigma_3$－最小主应力。

则曲线的切线模量用下式表示：

$$E_t=\left[1-\frac{R_f(1-\sin\phi)(\sigma_1-\sigma_3)}{2C\cos\phi+2\sigma_3\sin\phi}\right]^2 KPa\left(\frac{\sigma_3}{Pa}\right)^n \tag{8-11}$$

泊松比：

$$\mu_t = \frac{G - F\log(\sigma_3 / Pa)}{\left\{1 - \frac{D(\sigma_1 - \sigma_3)}{KPa\left(\frac{\sigma_3}{Pa}\right)^n\left[1 - \frac{R_f(1-\sin\phi)(\sigma_1-\sigma_3)}{2C\cos\phi + 2\sigma_3\sin\phi}\right]}\right\}^2} \tag{8-12}$$

其中：σ_1、σ_3为大小主应力，以压为正；Pa为一个大气压；K、n、R_f、C、G、F、D、ϕ为该模型中的8个物性常数，由试验得到。公式(8-11)、(8-12)是在一定条件下得到的，在用于有限元分析时还需做一些限制。

对于8个物性常数，在本计算中，做了如下的处理：

1. 当初始状态时，按照$\sigma_1 = \sigma_3 = Pa$计算E_t和μ_t，即此时$\sigma_3 / Pa = 1$；

2. μ_t应介于0.0与0.5之间，在计算中当μ_t<0.1时，取μ_t=0.1，当μ_t>0.45时，取μ_t=0.45。

本章以某铅锌矿尾矿坝为例，进行有限元的计算分析。

该铅锌矿于1961年初开始建设，同年底投入使用。原设计最大库容为570万m^3，初期坝高12m(坝顶标高67.5m)，坝长107m，最终堆高100m。使用年限20年。1981年2月进行了第二期设计，采用原尾矿库继续堆坝加高方案，最终设计标高115m，按该铅锌矿的生产规模，尾矿库的服务年限可延长13年。在1988年，由于接近使用年限及3号副坝初期坝出现渗流溢出及管涌现象，该矿委托中科院武汉岩土力学研究所对坝体的稳定性进行研究。在该研究课题中使用了极限平衡法分析坝体的稳定性，为了了解尾矿坝内应力分布，作为极限平衡分析方法的一个补充，我们选择主坝上的三个剖面(坝顶106m高程情况)进行了有限元法分析。

尾矿坝内的应力由尾矿坝自重和渗流两部分产生。计算网格右边(即尾矿库下游方向)的位移边界条件在计算自重引起的应力时按垂直方向滑动、水平方向固定考虑，在计算渗流应力时按自由边界考虑，尾矿坝底部在基岩处按固定边界考虑。

本计算不反映尾矿坝逐步堆筑过程。自重和渗流等效节点力荷载各分成十级用上去，最终的应力由这两部分应力张量迭加而成。

该铅锌矿尾矿坝的剖面网格划分情况如图8.11、图8.12与图8.13所示：

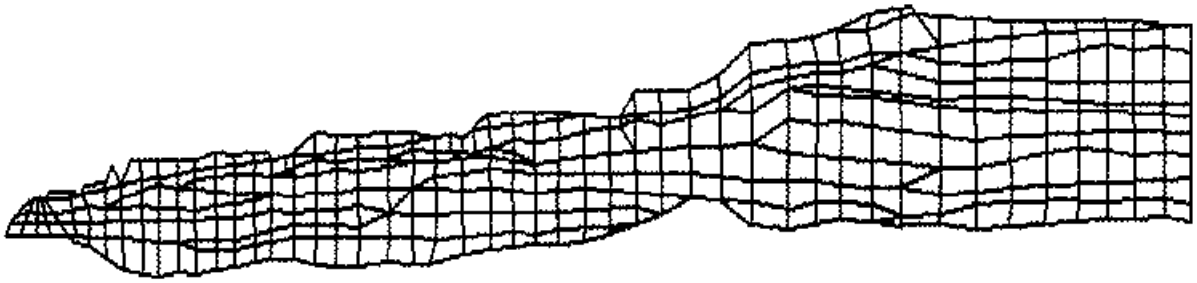


图 8.11　1－1 剖面计算网格图

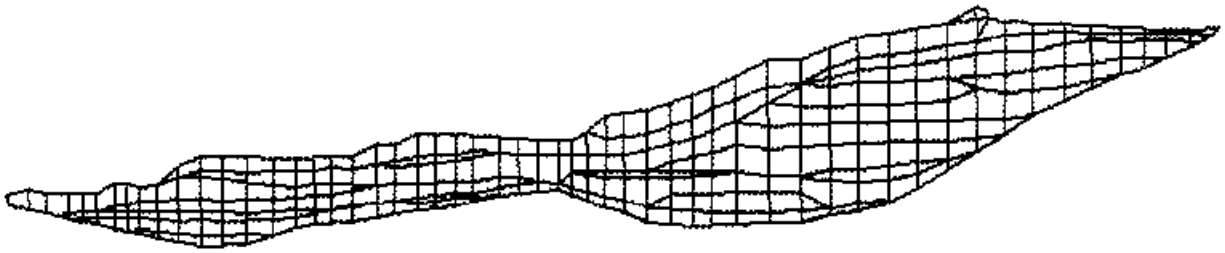


图 8.12　2－2 剖面计算网格图

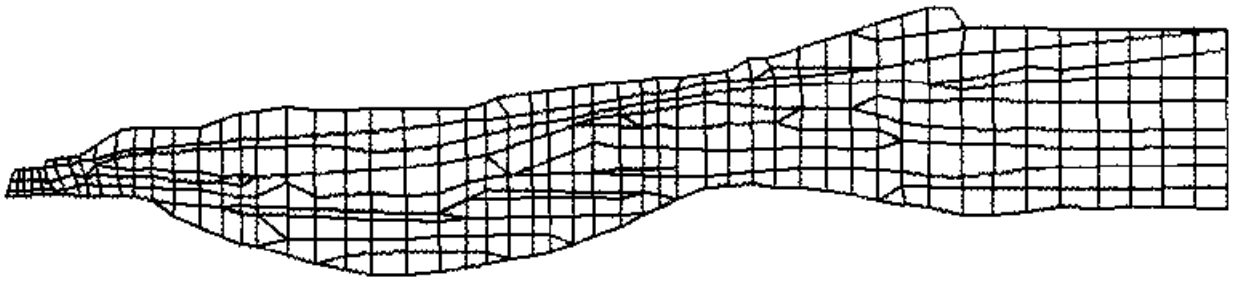


图 8.13　3－3 剖面计算网格图

1－1 剖面(▽106m 高程)计算得到的应力分布如图 8.14 所示，应力水平等值线如图 8.15 所示，σ_x、σ_y、τ_{xy}等值线图如图 8.16、图 8.17 和图 8.18 所示。

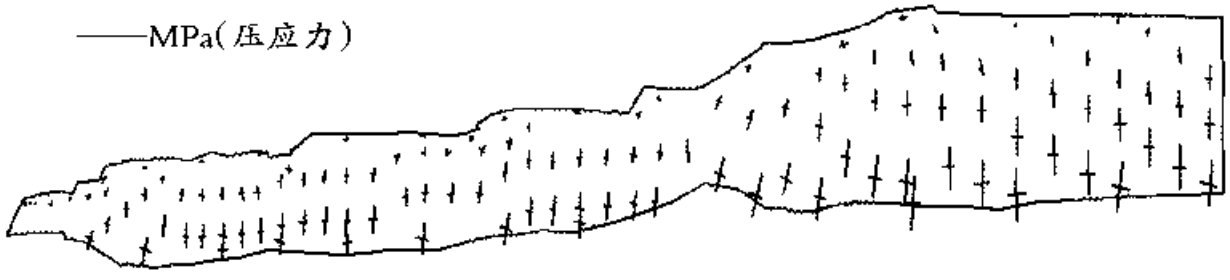


图 8.14　1－1 剖面(106m 高程)应力分布图

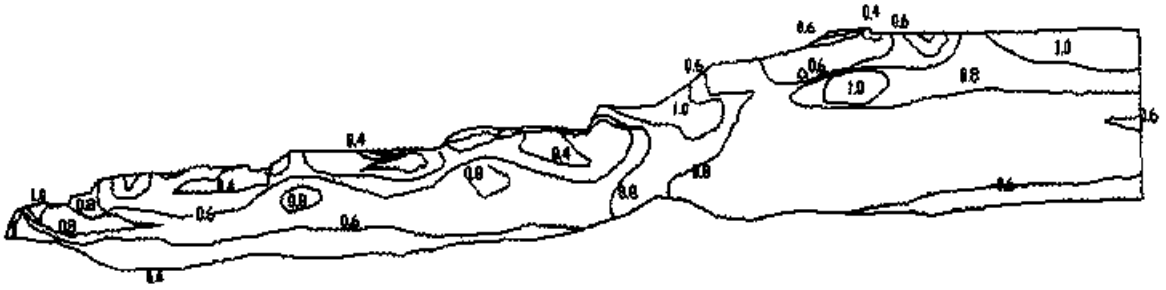


图 8.15 1－1 剖面(106m 高程)应力水平等值线图

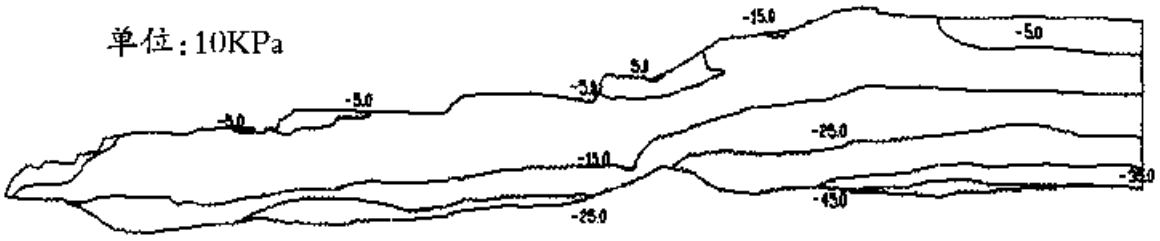


图 8.16 x 方向有效正应力等值线图(压为负)

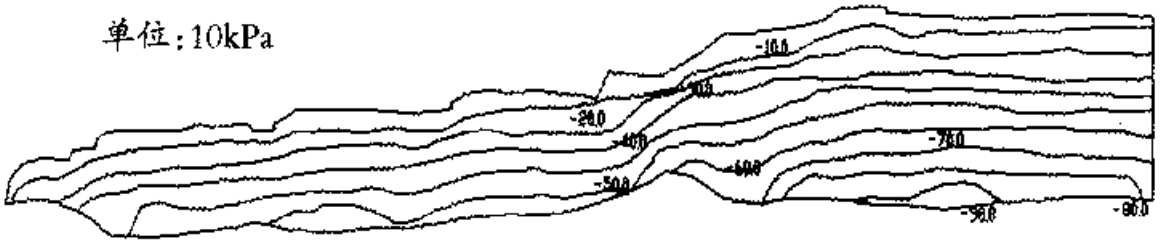


图 8.17 y 方向有效正应力等值线图(压为负)

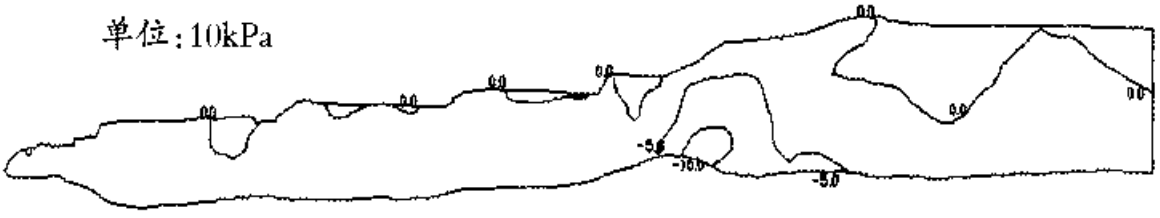


图 8.18 xy 方向剪应力等值线图

为了反映尾矿坝内各部的破坏情况,定义各单元的应力水平 S:

$$S=\frac{\sigma_1-\sigma_3}{(\sigma_1-\sigma_3)_f} \tag{8-13}$$

式中：$\sigma_1-\sigma_3$为某单元的主应力差；$(\sigma_1-\sigma_3)_f$表示破坏时的主应力差。根据摩尔—库仑破坏准则：

$$(\sigma_1-\sigma_3)_f=\frac{2C\cos\phi+2\sigma_3\sin\phi}{1-\sin\phi} \tag{8-14}$$

当 S<1.0 时，该单元不破坏；当 S>1.0 时，该单元破坏。1—1 剖面（∇106m 高程）各处应力水平等值线如图 8.16、图 8.17 与 8.18 所示。

计算结果表明在尾矿坝表面局部部位出现拉应力。σ_y的等值线沿尾矿坝坡面和基岩面大致水平方向延伸，最深部位达 900kPa 以上。剪应力τ_{xy}的量值都比较小，在底部的局部部位达到 100kPa 以上。应力水平等值线比较复杂，这与计算剖面中各类尾矿砂、土的复杂分布有关。应力水平大于 1.0 以上的部位有四处，靠近右边界的上部与该部位位移边界条件近似处理有关，其他三个部位，有一处出现在初期坝附近，两处出现在尾矿坝坡面较陡部位附近，与极限平衡分析中安全系数较小的部位相吻合。（限于篇幅，该尾矿坝的极限平衡法的计算结果没有给出。）

§ 8.4 关于尾矿坝动力稳定性分析方法的讨论

在地震基本烈度大于 VI 度的地区必须要考虑尾矿坝的动力稳定性。规范中要求的方法为拟静力法进行动力稳定性分析，其基本的方法就是将动态的地震力用静态的惯性力代替，然后，按照一般的边坡稳定性，分析方法进行地震情况下的边坡稳定性分析，该方法称为拟静力法[44]。它应用于土石坝抗滑稳定性稳定性分析已有 50 多年的历史。实践经验表明，对于在地震作用下不发生土体强度明显降低（降低幅度不大于 15%）的土石坝（包括碾压后的粘性土、干的或潮湿而非饱和的无粘性土以及非常密实的饱和无粘性土填筑的坝），拟静力法是一种比较简单而实用的分析方法，但对于因振动作用而发生土体抗剪强度较大降低的土料所填筑的土石坝，采用拟静力法有时会得出错误的判断。根据拟静力法的分析原理，考虑地震作用时尾矿坝稳定性分析采用瑞典圆弧法计算公式为：

$$F_s=\frac{\sum[(W\cos\alpha-\mu b\sec\alpha-Q\sin\alpha)\tan\phi'+c'b\sec\alpha]}{\sum(W\sin\alpha+\frac{M_c}{R})} \tag{8-15}$$

式中 W 为土条重，Q 为作用于土条重心处的水平地震惯性力，$Q=a_hW$，VI 度地震时 a_h 可取 0.0125m 为作用于土条底部的孔隙水压力，应为地震前该处静孔隙水压

力和地震引起的超静孔隙水压力之和。因超静水压力未知，通常只能将其忽略；α 为条块底面中切线与水平线的夹角；b 为土条宽度；c'，ϕ' 为土条地面的有效粘聚力和有效内摩擦角；R 为圆弧半径。

以某铅锌矿尾矿坝为例，该尾矿堆积坝由上游法以尾砂充填而成，坝体主要由饱和而非密实的尾粉砂和尾亚砂组成。这些材料在地震作用下超静孔隙水压力会迅速增长，导致土体强度明显降低。水工建筑物抗震设计规范(DL5073-2000)的附录 A.2 土石坝拟静力法抗震稳定性计算的 A.2.1 款规定计算公式中的 c，ϕ 为土石料在地震作用下的粘聚力和摩擦角。20 世纪 90 年代初期，中国科学院武汉岩土力学研究所[45]对该尾矿坝尾粉砂和尾亚砂试样进行了两组动三轴试验，测得的总应力动强度结果列入表 8.5。

表 8.5　　土动三轴试验的尾粉砂和尾亚砂动强度指标

土　类	制备干密度 (g/cm^3)	动粘聚力 C_d (kPa)	动摩擦角 ϕ_d (°)
尾粉砂	1.66	3.0	11.5
尾亚砂	1.64	2.0	9.5

该试验结果对上游法尾矿坝有一定的代表性。用如此低的指标进行拟静力法抗滑稳定性分析会导致什么结果呢？现以上述简化剖面坝顶高程为 120m 计算结果进行说明。分析时，浸润线以下尾亚砂和尾轻亚粘土的强度参数均采用尾亚砂和尾粉砂的动强度指标。浸润线以下其他土类以及浸润线以上各土类的强度参数维持不变。表 8.6 为忽略排渗效果的计算浸润线位置和按近年来实测最高浸润线位置进行计算分析的结果。由于该计算剖面中坝体的大部分均由尾粉砂和尾亚砂组成，土体强度受地震影响大幅度降低。采用如此低的指标进行稳定性分析，不但稳定系数大幅度降低，而且与实际情况会相差太远。从而说明，采用动强度参数的拟静力法并不完全适用于尾矿坝抗滑稳定性分析。

表 8.6　　采用动强度参数的计算结果

浸润线	稳定系数		
	坝坡中上部	坝坡中部	坝坡中下部
计　算	0.553	0.512	0.539
实　测	0.620	0.639	0.740

虽然，稳定性分析中规定需用有效应力强度指标进行稳定性分析，抗剪强度指标可仍取常规三轴试验测得的有效粘聚力 c' 和有效内摩擦角 ϕ'，但地震引起的超静孔隙水压力的分布是未知的，在一般的稳定性分析中常将其忽略，由此引起的误差将使计算偏于不安全。因此，不管是采用有效应力强度指标还是总应力强度指标，拟静力法并非适合于尾矿坝抗滑稳定性分析[52]。对于地震条件下尾矿坝的稳定性分析，采用动力响应分析方法较为合理。进行动力响应分析涉及以下问题：地震时程曲线的选择、边界条件和约束条件的选取、合适阻尼的确定以及动荷载作用下准确的孔压模型。然而在很多情况下，对于尾矿坝要获得这些条件比较困难，所以如何对尾矿坝进行动力分析从而使计算分析结果和实际动力响应相一致是一个需要继续研究的方向[3]。

第九章　尾矿坝稳定性可靠度分析

§9.1 前言

尾矿坝由初期坝和堆积坝组成。初期坝分为堆石透水坝和粘土坝等，堆积坝是由尾矿堆积而成，尾矿是尾矿坝堆积坝的主要筑坝材料，尾矿的性质就决定了尾矿坝在各种条件下的稳定性。尾矿坝本身的特性就决定了尾矿坝可以看作为一种特殊的人工土质边坡。尾矿坝和一般土质边坡的区别在于其筑坝材料，一般的边坡为天然材料，而尾矿坝的筑坝材料为选矿厂经过选矿以后剩下的废料，其颗粒粒径相对较为集中，比重基本相同。尾矿坝是一个水力冲积坝，其沉积特征决定了尾矿材料的粗细颗粒的分布规律，且在靠近尾矿库库区内有一回水区域，该回水可以通过循环系统将废水重新利用，尾矿库的特征决定了尾矿坝的主体就是颗粒较细的尾矿和水。

在尾矿坝的静力稳定性分析方面，主要还是参考边坡的分析方法，目前在边坡的稳定性分析中占主导地位的方法还是传统的安全系数法，把工程设计和现有工程的安全评价建立在可靠度分析的基础上是当前的发展趋势。传统的方法是将影响边坡状态的诸因素看作确定性量，用安全系数作为衡量边坡状态的指标。然而，大量的试验和工程实践证明，影响边坡状态的因素中有许多具有很大的随机性，如边坡岩土的强度参数、外界荷载、边界条件、地下水、岩土体内的各种不连续面等。用确切定性方法加以计算评价会带来很大的误差，甚至结果失真。岩土土性的不确定性首先在于岩土性质本身在空间和时间域上的可变性。若以一定范围的土体而言，土性的空间均值也存在着不确定性。另外，由于在室内或现场试验存在着试验误差、土性参数测试中的条件与实际情况有出入而引起的误差，都会导致土性参数的不确定性。随着结构可靠性的研究发展，基于随机性分析的边坡稳定性分析应运而生。安全系数通常是考虑岩土参数均值情况下得出的，而可靠指标不仅考虑岩土参数的均值还考虑岩土参数的变异性，从实际意义上来说更合理[53]。

尾矿坝工程是以尾矿堆置物为工程材料，以人工控制总体结构为工程结构的特殊构筑物。由于构筑尾矿坝的坝坡经受长期、多循环的水力充填及固结沉降作用，其材料强度不一，且错综复杂，致使它们的工程地质性质差异很大，因而造成地质特性的空间变异性大。而尾矿材料的分类主要依据的是颗粒分析，但是对于同一种名称的尾矿砂土材料，其颗粒分布结果也可以相差很大，物理力学性质也有较大差异，故对于同一种名称的物理力学指标也是不确定的[54]。以上因素决定了尾矿坝

作为特殊工程，其地质条件比一般边坡和土石坝更为复杂，存在着比一般天然土坡更大的不确定性。其不确定性除了强度参数、外界荷载、边界条件、地下水等条件以外，还存在由于在放矿及尾矿库的不断形成过程中存在的更多人为的不确定性因素。尾矿作为一种特殊的筑坝材料，其强度参数比一般岩土材料具有更大离散性和变异性，根据江西铜业公司的两个铜矿的尾矿试验得到尾矿物理力学性质统计表，详见表 9.1 所示。

从表 9.1 可以看出尾矿材料密度和比重的变异系数较小，而尾矿材料的孔隙比及材料力学指标内摩擦角的变异系数则相对较大，粘聚力的变异系数基本上大于 0.7，有的甚至达到了 1.01914。表 9.1 的力学指标均来源于直剪试验，而通过有限的三轴试验得出的结果来看，试验得到的内摩擦角基本上都要大于直剪试验得出的指标，变异系数也要大于直剪试验的变异系数，这与统计样本量的偏少有关，但是总的来看可以知道尾矿材料的力学指标的变异性较大，因此很有必要在尾矿坝的稳定性研究方面引入可靠度理论，而在尾矿坝稳定性的可靠度分析方面，目前还没有见到过文章及研究成果公开发表。

尾矿坝稳定性的可靠度分析考虑了尾矿材料的多种不确定性因素，并探讨了这些不确定性因素对尾矿坝稳定性可靠度指标的影响。该可靠度分析方法是在定性分析的基础上，将可靠度分析与定性分析有机地结合，进行尾矿坝稳定性的可靠度分析，该方法原理清楚，计算简单易行。

§ 9.2 尾矿坝静力定性分析方法

尾矿坝可以看作是一个非均质的土坡，因此尾矿坝的抗滑稳定性分析公式基本上都是使用土坡的稳定性分析的计算公式。目前尾矿坝的稳定性分析按规范采用的是安全系数法，该方法也是相应规范要求的土坡稳定性分析计算中使用方法，规范指出尾矿坝计算方法选用瑞典法圆弧法（又称 Fellenius 法），为了进行对比分析，还采用了简化毕肖普法（Bishop 法）。研究表明这两种计算方法在尾矿坝稳定性分析中计算结果有一定差异，搜索的圆弧位置和所求相应的最小安全系数差别不大。瑞典条分法是古老而又最简单的方法，该方法假定滑裂面是个圆柱面，且还假定不考虑土条两侧的作用力，安全系数定义为每一土条在滑裂面上所产生的滑动力矩和之比，瑞典法的计算公式如下：

$$F_s = \frac{\sum [c_i' b_i + (W_i \cos \alpha_i - u_i b_i) tg \phi_i']}{\sum W_i \sin \alpha_i} \tag{9-1}$$

式中：土条底部坡角α_i，土条高 h_i，宽b_i，W_i土条自重，u_i 土条底部孔隙水压力，c_i'及ϕ_i'分别为土条底部的土体的有效粘聚力和有效内摩擦角，Fs 为该滑面的安全系数。示意图如图 9.1 所示。

表 9.1　　尾矿材料物理力学性质统计表 *

尾矿料名称		物理力学指标						
		含水量	湿密度	干密度	比重	孔隙比	粘聚力	内摩擦角
		ω (%)	γ (g/cm³)	γ_d (g/cm³)	G	e	c (kPa)	ϕ (°)
尾细砂	范围值	10.6～33.8	2.02～2.27	1.54～1.91	2.80～3.39	0.64～0.96	0.5～33.5	22.5～35.4
	平均值	20.54	2.12	1.77	3.11	0.76	14.2	28.79
	标准差	5.502	0.065	0.106	0.136	0.081	10.071	4.126
	变异系数	0.26783	0.03073	0.06019	0.04363	0.10609	0.70565	0.1433
	统计组数	18	18	18	18	18	18	18
尾粉砂	范围值	12.6～31.6	2.05～2.23	1.64～1.88	2.86～3.34	0.69～0.94	4.5～29.4	21.3～34.5
	平均值	19.57	2.09	1.75	3.09	0.73	12.1	27.69
	标准差	5.225	0.035	0.098	0.122	0.078	8.293	3.967
	变异系数	0.25293	0.02837	0.05926	0.04106	0.10247	0.68176	0.1279
	统计组数	20	20	20	20	20	20	20
尾亚砂	范围值	14.1～24.1	2.03～2.32	1.65～2.02	2.93～3.31	0.552～0.877	1.4～42.9	16.1～35.4
	平均值	18.97	2.17	1.82	3.1	0.7	11.31	28.81
	标准差	2.638	0.075	0.088	0.088	0.083	11.522	4.326
	变异系数	0.13904	0.03476	0.04835	0.02836	0.1185	1.01914	0.15017
	统计组数	19	19	19	19	19	19	19

续表：

尾轻亚粘	范围值	11.0~36.2	1.99~2.25	1.52~1.92	2.90~3.22	0.602~1.04	0.5~38.3	26.1~35.1
	平均值	21.2	2.12	1.75	3.03	0.74	12.49	29.56
	标准差	5.596	0.067	0.106	0.087	0.106	11.072	2.23
	变异系数	0.26373	0.03156	0.06085	0.02884	0.14429	0.88686	0.07545
	统计组数	20	20	20	20	20	20	20
尾矿泥	范围值	17.6~27.1	1.98~2.19	1.59~1.83	2.89~3.04	0.666~0.831	2.8~30.3	16.3~30.4
	平均值	22.12	2.11	1.73	2.99	0.73	15.46	24.52
	标准差	3.7	0.082	0.101	0.062	0.082	11.616	5.795
	变异系数	0.16725	0.03894	0.05824	0.02079	0.11174	0.75139	0.23636
	统计组数	4	4	4	4	4	4	4

* 注：以上统计的粘聚力和内摩擦角数据均来源于直剪试验。

简化 Bishop 法，该方法考虑了水平条间力的作用，最后的计算公式如下：

$$F_s = \frac{\sum \frac{1}{m_{\alpha i}} \{c_i' b_i + (W_i - u_i b_i) tg\,\phi_i'\}}{\sum W_i \sin\,\alpha_i + \sum Q_i \frac{e_i}{R}} \tag{9-2}$$

$$m_{\alpha i} = \cos\,\alpha_i + \frac{tg\,\phi_i' \sin\,\alpha_i}{F_s} \tag{9-3}$$

式中：土条底部坡角α_i，土条高 h_i，宽b_i，W_i土条自重，Q_i 水平作用力，ui 土条底部孔隙水压力，R 滑弧半径，ei 土条水平作用力对滑弧圆心的力臂，c_i'及ϕ_i'分别为土条底部的土体的有效粘聚力和有效内摩擦角，F_s 为该滑面的安全系数。示意图如图 9.2 所示。因为在 $m_{\alpha i}$ 中也含有 F_s，所以采用迭代法进行计算，分别搜索计算滑弧在坝坡下部和坝坡上部以及坝体发生整体滑动时的最小安全系数及其所对应的滑弧位置。

§9.3 可靠性分析基本理论

工程可靠性是指在规定的条件和规定的时间内，完成预定功能的能力。为了使工程可靠性指标定量化，需引进可靠度概念。可靠度就是在规定的条件下和规定的时间内，完成预定功能的概率。可靠性分析方法是基于极限平衡原理建立极限状态方程，在定值安全系数方法基础上发展起来的。

评价尾矿坝工程的可靠度仍以随机变量安全系数直接作为统计样本，或以安全储备描述工程状态。可靠度的大小是用概率来度量的，概率是在闭区间[0, 1]上取值的。在尾矿坝工程中，使用破坏概率和可靠指标这两重尺度来描述可靠度。

破坏概率，即不可靠度或称不可靠概率(Pf)，它是特殊工程不能完成预定功能的概率，它与稳定概率是互补的，即$P_s+P_f=1$。因此，在实际工程中一般是计算破坏概率；可靠指标，或称安全指标β，它是以基本变量为自变量，反映特殊工程完成功能状态的函数，并取β≥1，在标准正态空间，可靠指标β与破坏概率 P_f 有数值上的对应关系。

尾矿坝工作状态受许多因素或变量的控制，如堆积尾砂的强度、固结特性、地下水状态、孔隙水压力、地震等，这些变量都具有不确定性，即所谓随机变量。用这些随机变量来构造函数模型，用以描述尾矿坝工作状态：

$$Z=g(X)=g\ (X1, X2, \cdots, Xn) \tag{9-4}$$

函数 $g(X)$反映尾矿坝的工作状态或性能，成为状态函数或功能函数，X 称为基本状态变量。状态函数 $g(X)$是以安全极限状态作为衡量它是否破坏的评价准则，当

$Z=g(X)>1$，为安全状态

$Z=g(X)=1$，为极限状态

$Z=g(X)<1$，为破坏状态

破坏概率：$P_f=P(Z<1)$ (9-5)

而可靠指标β为安全储备的均值与标准差之比，即

$$\beta=(\mu_{FS}-1)/\sigma_{FS} \tag{9-6}$$

式中μ_{FS}为安全系数均值；σ_{FS}为安全系数标准差。

可靠指标与破坏概率 Pf 有数值上的对应关系，在正态空间内，Z 服从 $N(\mu_Z, \sigma_Z^2)$，则破坏概率为

$$P_f=1-\phi(\beta) \tag{9-7}$$

由式(9-7)可见，可靠指标越大，破坏概率愈小，可靠指标越小，破坏概率愈大。

§9.4 可靠度分析方法

9.4.1 可靠度分析思路

定值分析方法经过长期的发展已经形成一个比较成熟和完整的理论体系，定值法主要有：瑞典法（又称 Fellenius 法）、简化 Bishop（毕肖普）法、Janbu（简布）法、Morgenstern-Price（摩根斯坦—普赖斯）法及 Spencer（斯宾塞）法等。笔者把可靠度理论应用于尾矿坝稳定性分析之中，而可靠度分析又建立在定值分析方法的基础之上，这样使定性分析和不确定分析之间紧密结合，互为补充。

文献[55]研究表明："Fellenius 法与 Bishop 法 F 与 β 之间的关系，两种方法都有 F=1 时，β=0 的结果。因此，对于计算土坝稳定分析的可靠指标或是失效概率，一般可以先求出最小 F，之后，利用最小 F 所对应的圆弧求 β，而这个就是可靠指标 β_{min}。" 同时，文献[56]研究得出："在即定的边坡几何形状下，任何假定的破坏面总存在一个与之相应的安全系数 F_s 和一个与之相应的破坏概率 P_f。而且，在所考虑的全部破坏面中，存在一个安全系数最小 $F_{s(min)}$ 和破坏概率最大 $P_{f(max)}$ 的最危险破坏面。由于基本状态参数是随机变量，并具有离散的性质，所以，相应的最危险位置并非确定。但是，在边坡稳定性问题中，把破坏面位置固定而产生的影响并不大，采用基本变量均值确定相应最小安全系数的破坏面作为可靠度分析的破坏面，完全可以满足工程精度要求。" 以上研究结果表明了，在定性分析的基础上进行可靠度分析是合理的，而尾矿坝稳定性分析中的许多方法是借鉴土坝的稳定性分析方法，实践也表明，将土坝的计算方法用于尾矿坝的分析之中的正确性，所以，把尾矿坝的可靠度稳定性分析建立在定值法的基础上是完全合理可行的。在定值法分析计算的基础之上，选定某些参数为基本变量，并令按定值法计算得到的安全系数 F_s=1，则可得出相应于各种分析方法的极限状态方程。本章选取瑞典法和简化 Bishop 法作为定值分析方法，然后进行可靠度分析，其他算法与此类似。

9.4.2 建立极限状态方程

由图 9.1 所示的瑞典法计算简图可建立如下极限状态方程：

$$g(x)=\sum_{i=1}^{n}[c_i'b_i+(W_i\cos\alpha_i-u_ib_i)\tan\phi_i']-\sum_{i=1}^{n}W_i\sin\alpha_i=0 \qquad (9\text{-}8)$$

由图 9.2 所示的简化 Bishop 法计算简图可建立如下极限状态方程：

$$g(x)=\sum_{i=1}^{n}\frac{c_i'l_i+(W_i-u_ib_i)\tan\phi_i'}{\cos\alpha_i+\sin\alpha_i\tan\phi_i'}-\sum_{i=1}^{n}W_i\sin\alpha_i=0 \qquad (9\text{-}9)$$

9.4.3 蒙特卡罗法

可靠度分析方法采用蒙特卡罗 (Monto-carlo)法，蒙特卡罗法又称模拟方法或统计试验方法，是一种依据统计抽样理论，利用电子计算机研究随机变量的数值计算方法，在目前可靠度计算中是相对精确的方法。蒙特卡罗法具有以下特点：

1．用蒙特卡罗法模拟评价尾矿坝工程，受问题条件的影响小，其收敛性与极限状态方程的非线性、变量分布的非正态性无关，对于适应边坡破坏模式的任何极限平衡分析方法，只要已知状态变量的概率分布，均可求解，适应性强。蒙特卡罗模拟法是通过大量而简单的重复抽样实现的，故方法和程序都很简单；

2．因为蒙特卡罗法模拟误差ε只与标准差和样本量 N 有关，因而其收敛性与问题的维数即随机变量的个数无关。蒙特卡罗法精度可以用取样 $N\geqslant 100/P_f$ 来控制，由于失效概率 P_f 很小，故 N 很大[57]。由于蒙特卡罗法精度要求导致了取样量大，收敛速度慢，耗机时间长。

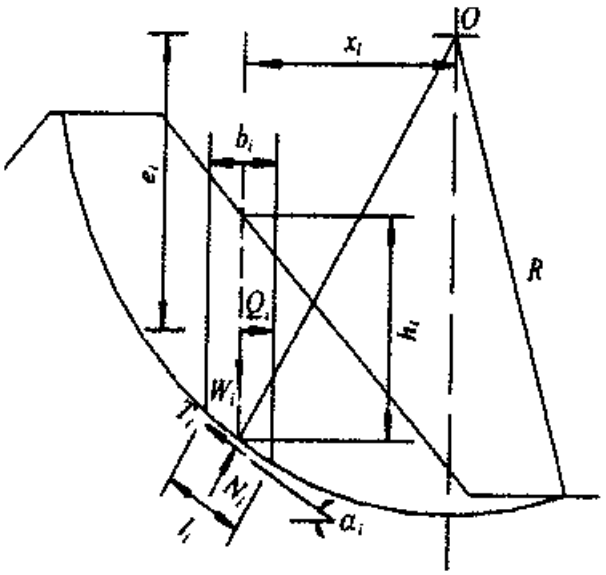


图 9.1 瑞典法示意图

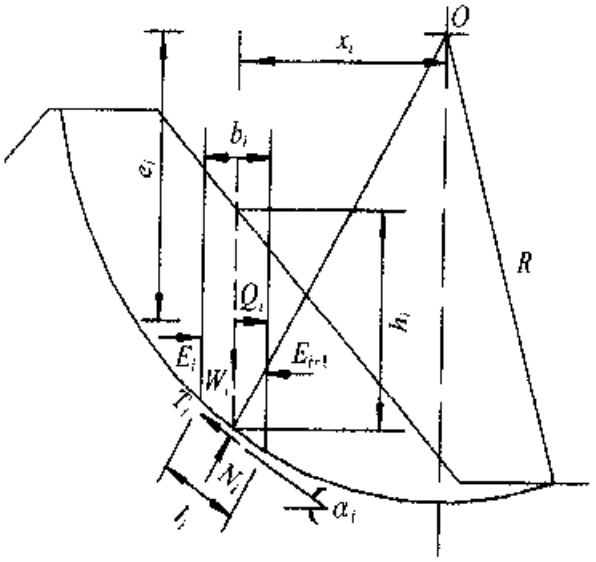


图 9.2 简化 Bishop 法示意图

蒙特卡罗模拟法的主要步骤如下：

(1)尾矿坝可靠度分析剖面，选择适合于分析坝体工程地质力学模型的破坏模式，这是蒙特卡罗法的基础，只有正确的工程地质剖面和破坏模式判断，才能保证模拟的正确；

(2)确定影响尾矿坝稳定性的各个输入变量的概率分布和分布参数，主要包括坝体地质单元的产状要素、强度指标、容重、震动加速度以及水文地质参数；

(3)输入坝体几何形状，形成分析剖面；

(4)在分析剖面上，根据已判定的破坏模式，确定最危险的潜在破坏面，此破坏面是采用通过搜索假定滑面，得到安全系数最小的面作为最危险破坏面；

(5)据步骤(2)所确定的各随机变量$\{X_1, X_2, \cdots, X_m\}$的分布类型和参数，随机抽取同分布的一组随机数$x_1, x_2, \cdots, x_m$。

(6)所建立的状态方程计算出一个函数值，或安全系数或安全储备，即得一个随机事件样本；

(7)重复步骤(5)和(6)，直至达到满足预期精度要求的试验次数N。也就是对特定的尾矿坝剖面，在特定的条件下，取得N个随机样本；

(8)根据N个安全系数值或安全储备，拟合并检查其概率分布G(Z)，估计其均值μ_z和标准差σ_z，统计安全系数$Fs \leqslant 1$(安全储备$Z \leqslant 0$)的样本数；

(9)计算可靠度指标β或破坏概率P_f；很多学者的研究表明，在影响土坡稳定的诸多因素中，对土坡稳定性分析结果的可靠性影响最大的主要是土体的抗剪强度指标c，ϕ。土体的重度γ由于其自身变异系数较小(一般只有2%～3%)，在可靠性计算时可忽略其变异性的影响，将重度γ作为确定性变量来处理不会带来过大误差[58][59]。由于尾矿材料的特殊性，其容重γ的变异系数较一般土的变异系数要大，故在可靠分析中应考虑其变异性的影响。考虑到计算的复杂性和时间限制，在尾矿坝的可靠度分析过程中，将其他对可靠度结果影响较小的不确定性参数作为确定性变量来处理。故在尾矿坝可靠度计算和分析过程中，选取土体的抗剪强度指标c，ϕ和土体的重度γ等对计算结果的影响最为敏感的参数作为随机变量。

§9.5 算例及成果分析

采用图9.3所示的理想概化后尾矿坝剖面来探讨尾矿坝稳定性可靠度分析中的某些规律。筑坝尾矿材料的物理力学性能指标参考江西铜业公司两个铜矿尾矿材料的力学性能指标，探讨尾矿材料力学性能指标的概率分布及其变异性对尾矿坝稳定性可靠度分析结果的影响，筑坝土及坝基土不是研究的重点，且其取土样数量一般有限，不足以给出准确的参数，故筑坝土及坝基土暂按定值进行计算。

以江西铜业公司两个铜矿尾矿坝为研究对象，这两个铜矿的采选工艺相近，最后由室内试验得到的物理力学指标的均值差别较小。两铜矿尾矿材料的力学性能指标参数是以大量的室内土工试验为基础的，尾矿材料具体的物理力学参数取值如表9.1。

9.5.1 基本变量的概率分布对可靠指标 β 的影响

图9.3所示的尾矿坝，采用瑞典法或简化毕肖普法对尾矿坝进行最危险滑弧

搜索，其中各尾矿材料的力学性能指标均采用表 9.2 指标，然后在最危险滑面上进行可靠度分析程序，计算结果见表 9.3。

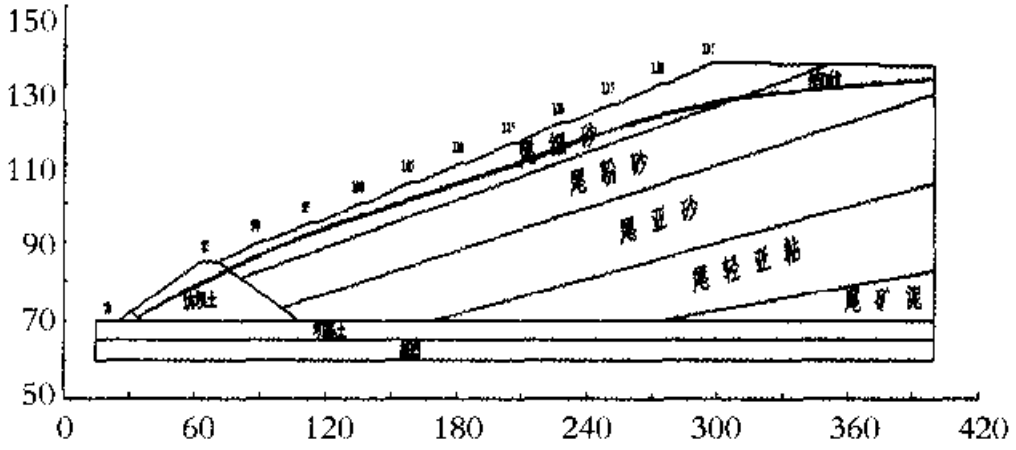


图 9.3 尾矿坝概化剖面图(单位: m)

表 9.2　　尾矿坝坝体材料物理力学性能指标

土层名称	抗剪强度指标				重度		饱和重度	
	c'/kPa		$\phi'/°$		$\gamma/kN\cdot m^{-3}$		$\gamma_{sat}/kN\cdot m^{-3}$	
	平均值	标准差	平均值	标准差	平均值	标准差	平均值	标准差
尾细砂	1.35	0.425	30.83	6.366	21.41	1.5187	24.19	1.6733
尾粉砂	1.46	0.456	28.76	5.852	21.17	1.4719	22.77	1.5839
尾亚砂	7.37	2.251	27.17	5.424	21.58	1.4506	20.9	1.4535
尾轻亚粘	7.66	2.268	24.33	4.967	21.68	1.5136	21.78	1.5346
尾矿泥	4.12	1.226	21.64	4.328	20.79	1.4523	20.84	1.4548
筑坝土	15.76	/	30.47	/	19.61	/	19.62	/
坝基土	12.98	/	29.26	/	18.89	/	18.89	/

采用表 9.2 所提供地尾矿材料的平均值进行定值分析，该表中的抗剪强度指标值均来源于三轴剪切试验，重度则是参考了表 9.1，并将三轴试验试样考虑到了统计范围。采用均值计算得到的分析结果见图 9.4 所示，在均值计算得到的最危险滑动面上采用可靠度分析，图 9.5 给出了粘聚力、内摩擦角和重度均为正态分布时的计算结果图，其他的概率分布情况在此不再一一列举。

表 9.3　　不同概率分布类型对 β 的影响

概率分布类型			最小可靠指标 β_{min}
c	ϕ	γ	
对数正态分布	对数正态分布	对数正态分布	1.922
对数正态分布	对数正态分布	正态分布	1.945
对数正态分布	正态分布	正态分布	1.935
对数正态分布	正态分布	对数正态分布	1.955
正态分布	对数正态分布	对数正态分布	1.936
正态分布	对数正态分布	正态分布	1.907
正态分布	正态分布	对数正态分布	1.950
正态分布	正态分布	正态分布	1.934

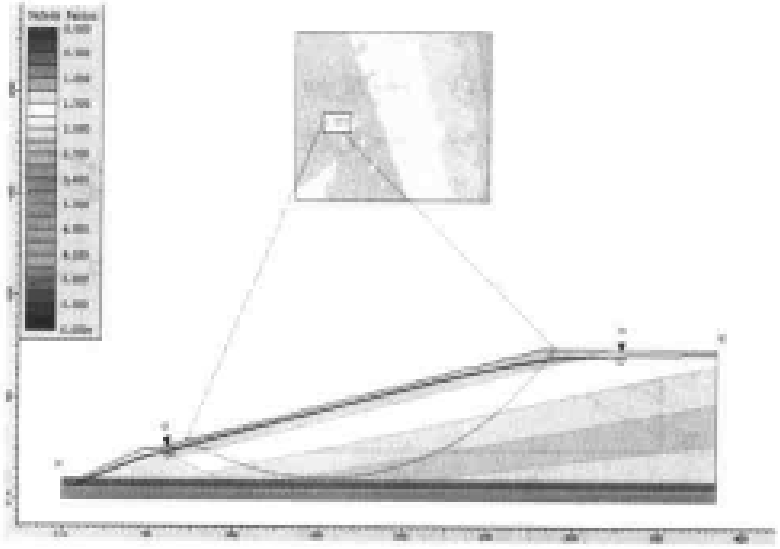


图 9.4 尾矿坝稳定性定值计算结果图

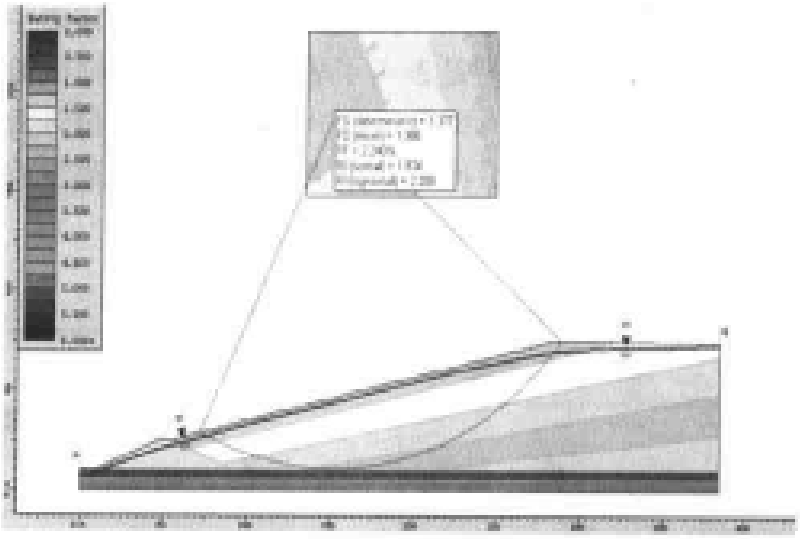
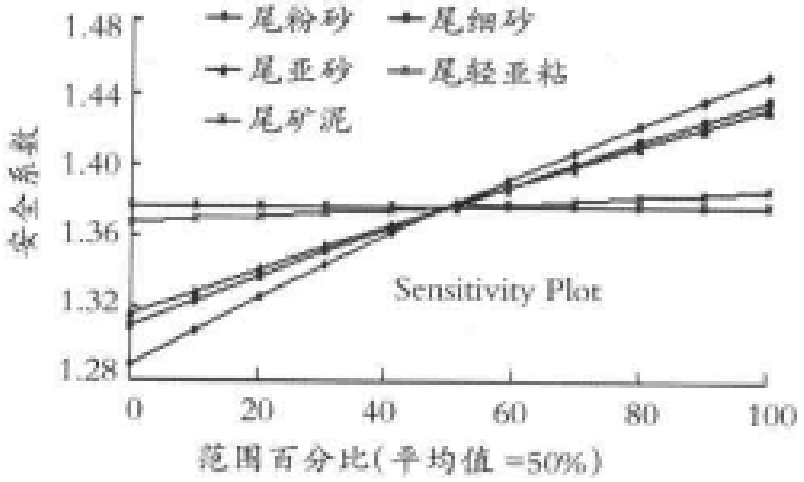


图 9.5 尾矿坝稳定性可靠度分析结果图

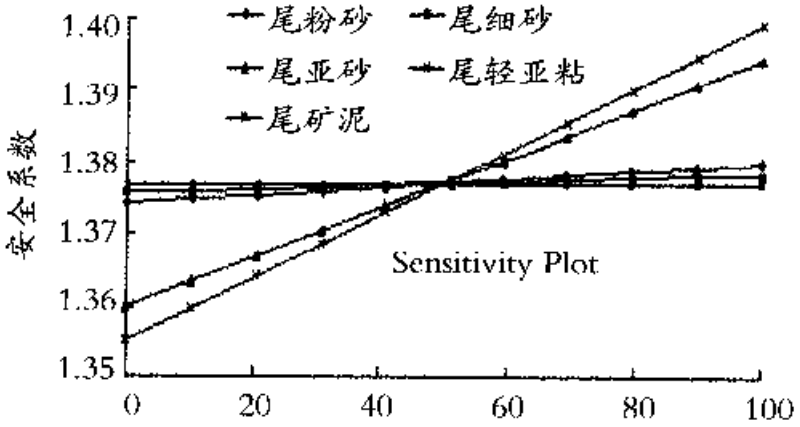
由表 9.3 可知，基本变量的分布类型对可靠度分析结果有一定的影响，但没有明显的规律性。根据现行研究结果可知，土体的抗剪强度指标 c 多呈对数正态分布，强度指标 ϕ 多呈正态分布，从表 9.2 可知，c，ϕ 均呈正态分布时，最小可靠指标为 1.934，而 c 采用对数正态分布，ϕ 采用正态分布所得结果为 1.935，这两个结果很接近，为使计算简化方便，笔者建议在尾矿坝可靠度分析中，粘聚力 c，内摩擦角 ϕ 和重度 γ 等随机变量均取为正态分布。

9.5.2 基本变量的变异性对可靠指标 β 的影响

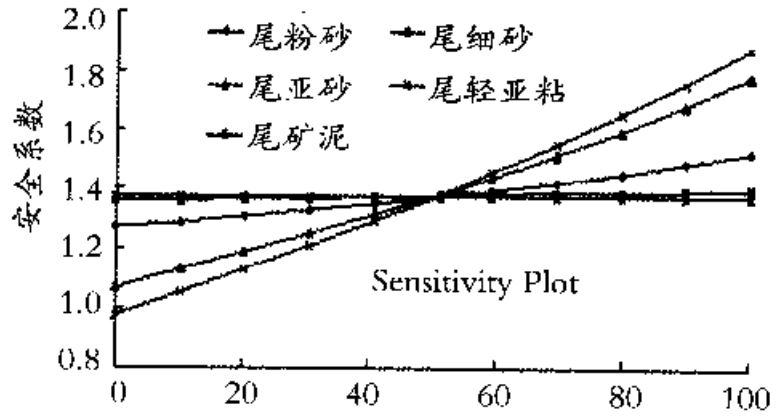
采用表 9.1 所示的各尾矿材料指标正态分布的均值和标准差，计算图 9.3 所示的尾矿坝，各项指标对该尾矿坝稳定性分析计算结果的敏感性分析曲线如图 9.6 所示。



(a) 尾矿材料容重 γ 敏感性分析



(b) 尾矿材料粘聚力 c 敏感性分析



(c) 尾矿材料内摩擦角 敏感性分析

图 9.6 敏感性分析曲线

由图 9.6 可知，尾轻亚粘的内摩擦角ϕ的敏感性分析曲线的斜率最大，故该变量对该尾矿坝的稳定性分析结果影响最显著，其次，是尾亚砂和尾粉砂的内摩擦角ϕ，再其次是尾粉砂、尾细砂和尾亚砂的重度γ以及尾轻亚粘的粘聚力 c。该尾矿坝稳定性分析计算得到安全系数累计概率情况如图 9.7 所示。

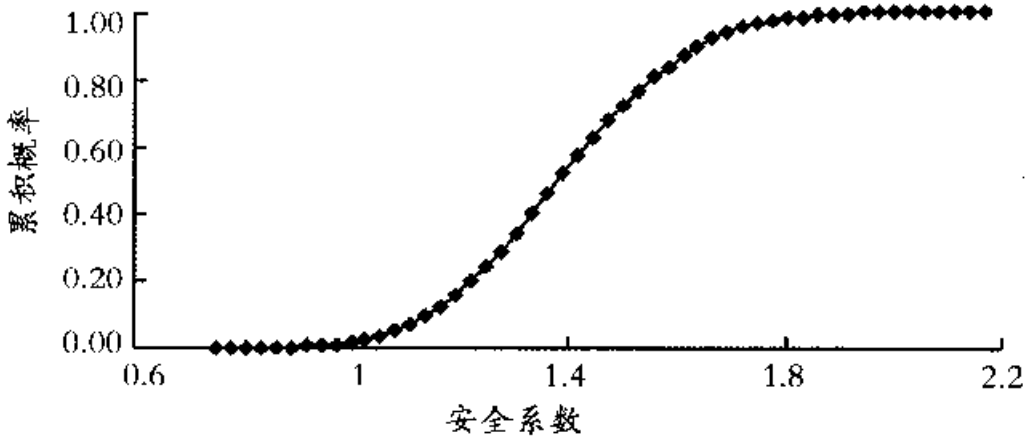


图 9.7 安全系数累计概率关系曲线

由图 9.6 可知尾轻亚粘和尾亚砂的内摩擦角ϕ对稳定性的影响最为显著，故先取这两个基本变量来分析其变异性对可靠指标的影响。尾轻亚粘和尾亚砂的内摩擦角ϕ的变异系数分别在 0.1～0.5 之间取值，观察可靠指标的变化，分析结果见图 9.8。

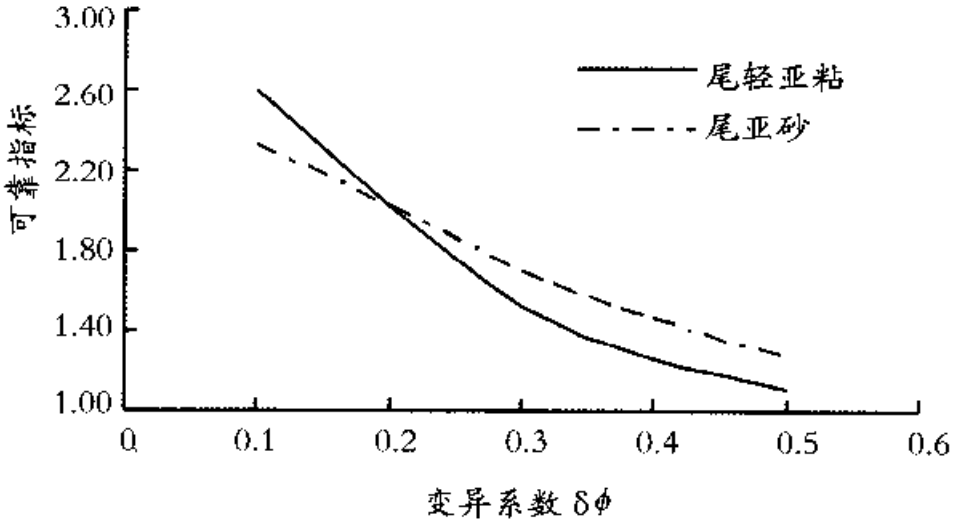


图 9.8 变异系数δ_ϕ与可靠指标β关系曲线

由图 9.8 可知，尾轻亚粘和尾亚砂的内摩擦角ϕ这两个基本变量的变异系数越大，可靠指标越小，破坏概率也就越大，而且这种影响是非常显著。值得注意的是，该坝用瑞典法计算出来的安全系数是 1.37，而如果尾轻亚粘和尾亚砂的内摩擦角ϕ这两个基本变量的变异性越大，该坝的安全性是越低的，其失效概率也是越大的，并不是安全系数大于 1 就是绝对安全，而当安全系数储备不高的情况下，这种影响就会更明显。

由图 9.6 所示曲线可知该尾矿坝 5 种尾矿材料容重中，尾粉砂的重度γ对可指标β影响最大，而在尾矿材料的粘聚力中，尾轻亚粘粘聚力 c 对可靠指标γ 影响最大。故有代表性的选取尾粉砂重度γ和尾轻亚粘粘聚力 c 的变异性进行分析，了解其变异性对可靠指标的影响，分析结果见图 9.9 和图 9.10。

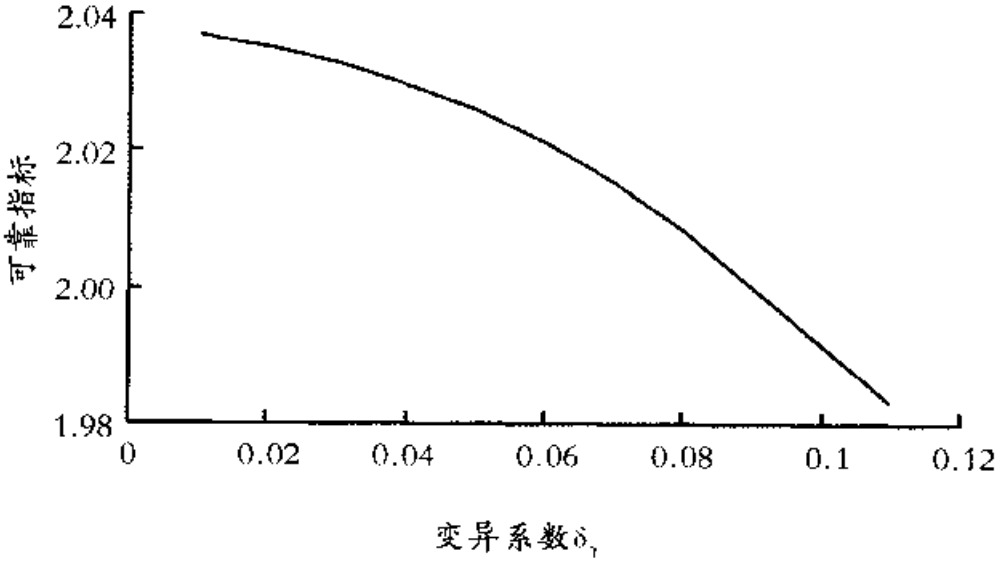


图 9.9 变异系数δ_γ与可靠指标 β 关系曲线

图 9.9 表示尾粉砂的重度γ的变异性对尾矿坝稳定性可靠指标β的影响。由图 9.9 可知，当尾粉砂重度γ的变异性由 0.01 增加到 0.11 时，其可靠指标由 2.037 减小到 1.983，而失效概率则由 1.73%增大到 1.90%，失效概率增加幅度为 9.83%，因此，尾矿材料的容重的变异性对可靠指标的影响不应该忽略。

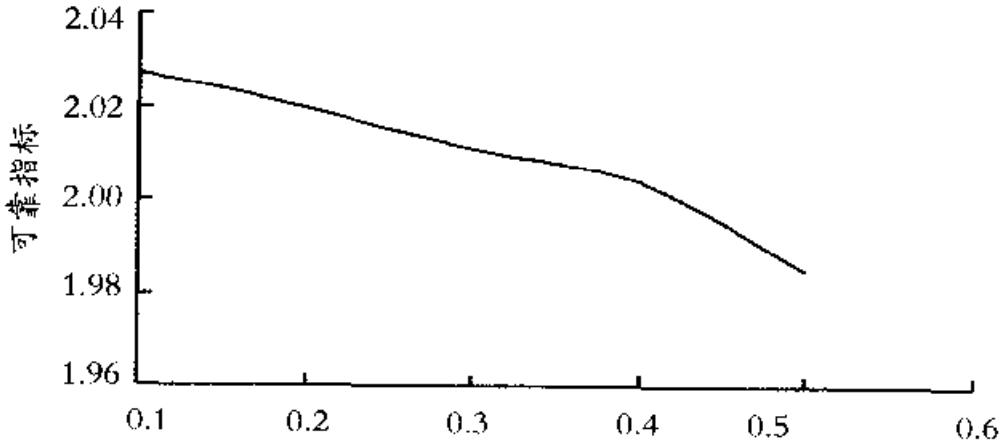


图 9.10 变异系数 δ_c 与可靠指标β关系曲线

图 9.10 表示尾轻亚粘的粘聚力 c 对尾矿坝稳定性可靠指标 β 的影响。由图 9.10 可知，尾轻亚粘粘聚力 c 的变异性对可靠指标影响比尾粉砂容重的变异性对可靠指标的影响要小，这是由其粘聚力 c 在尾矿坝整体稳定中所做的贡献不大的性质所决定的。因为尾矿材料的粘聚力一般较小，其在抗滑稳定性中发挥的作用不突出，故尾矿材料的变异性对尾矿坝可靠分析结果影响不大。

§ 9.6 结论

1. 本章采用极限平衡法对尾矿坝的静力稳定性进行了分析，并以极限平衡理论和传统的安全系数方法为基础，将可靠度理论引入尾矿坝的稳定性分析之中。

2. 尾矿坝的自身性质就决定了尾矿材料有较大的变异性，故笔者认为，在尾矿坝的稳定性分析中引入可靠度分析是必要的，文中进行的尾矿坝可靠度分析不同于一般的可靠度分析，一味的以统计方法进行分析定性，本章使用的尾矿坝可靠度分析方法是以定性分析为基础，既可以克服传统定性分析方法的缺陷，又使得尾矿坝的静力稳定性计算分析更加合理，其结果应该作为安全系数定值法的修正和补充，从而更加科学和准确的分析尾矿坝的稳定性。

3. 本章通过对一个理想剖面的尾矿坝进行稳定性的可靠度分析，分析结果表明，在尾矿坝稳定性可靠分析中，尾矿材料的内摩擦角的变异性将显著地影响尾矿坝稳定性分析的可靠指标，重度的变异性对计算可靠指标的影响较粘聚力的变异性对可靠指标的影响大，因此不能忽略尾矿材料重度的变异性对尾矿坝可靠性分析的影响。

4. 根据以上研究分析结果，建议在以后的尾矿坝可靠度分析中，将尾矿材料的抗剪强度指标 c，ϕ 和土体的重度 γ 作为基本随机变量，其概率分布类型均采用正态分布。

第十章　细粒筑坝可行性研究

§10.1 问题的提出

据统计，目前中国黑色和有色系统共拥有尾矿坝约两千座。上游法筑坝由于工艺简单，便于管理，几十年来在国内一直是采用最广泛的筑坝方法。然而，当尾矿的细粒成分占比例过大时，用上游法堆坝困难很大，特别是细粒尾矿堆高坝就更难。但从矿业发展和环境保护方面考虑，都希望能解决好细粒尾矿堆高坝的问题。上世纪90年代初，中国有色总公司已把细粒尾矿堆高坝研究列为尾矿处理技术发展方向之一[4][60]。

什么是细粒尾矿？现行尾矿设施设计规范及尾矿堆积坝工程地质勘察规程对此并无明确规定，中国有色金属尾矿库概论[4]的3.3.8节中认为："细粒尾矿是指平均粒径d_{cp}<0.03mm，其中，-0.019mm含量一般>50%、+0.074mm含量<10%和+0.037含量≤30%的尾矿"。这里所说的平均粒径d_{cp}的含意与土工学中的d_{50}不同，是指加权平均粒径。在R-logd坐标平面中，细粒尾矿颗分曲线位于直线R=1.669+0.669logd的上方，式中d为粒径(mm)；R为小于某粒径颗粒的质量百分比。

细粒尾矿筑坝可以区别两种不同情况：一种情况是由选矿场排出的全尾砂本身就属于细粒尾矿；另一种情况是选矿场排出的全尾砂虽不属于细粒尾矿，但由于生产上采用了分级尾砂充填工艺，全尾砂经过分级处理后，其较粗部分用于井下充填，余下较细部分为细粒尾矿被排放到尾矿库堆坝。

从土力学角度看，土粒愈细其力学性质也愈差。排放到尾矿库的细粒尾矿浆体初始含水量很高，相当于不易排水固结的淤泥。用这种材料堆坝当然很难，要堆高坝就更难。所以用细粒尾矿堆坝还存在一个可行性问题。可行性研究应当回答两个问题：一是用细粒尾矿筑坝堆至某设计高程有没有可能？二是如果有可能，为了保证安全筑坝需要采取哪些工程技术措施？本章针对细粒尾矿堆坝情形下影响尾矿坝稳定性的因素进行分析和讨论，并就如何解决安全筑坝问题提出一些看法。

§10.2 细粒尾矿堆坝不利因素分析

10.2.1 沉积滩形态不利于尾矿坝安全

上游法尾矿筑坝也就是水力冲填法尾矿堆坝，其稳定性条件主要靠沉积滩来维持。典型的砂类尾矿可以形成数百米长的尾砂沉积滩，且沉积滩坡度一般均在

2%以上，高者可达 6%～8%。一般来说砂类尾矿上游法筑坝，只要管理得好，通常都能满足设计规范对最小安全超高和最小滩长的要求，而且比较有利于堆筑高坝。设计规范 ZBJ1-90 对最小安全超高和最小滩长的规定见表 10.1。

表 10.1　　上游法尾矿坝的最小安全超高与最小滩长

坝的级别	1	2	3	4	5
最小安全超高(m)	1.5	1.0	0.7	0.5	0.4
最小滩长(m)	150	100	70	50	40

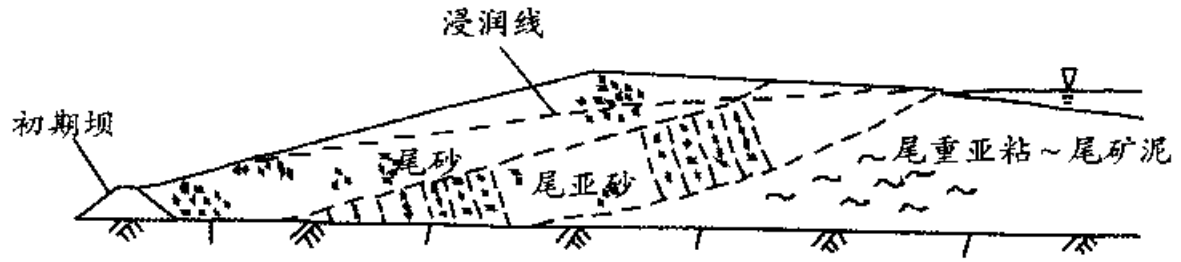
注：最小安全超高是指沉积滩顶与最高洪水位的高差，最小滩长是指沉积滩顶至最高洪水位水边线的距离。

细粒尾矿筑坝情况就大不同了，细泥类尾矿往往仅能形成数十米的软弱滩面，沉积滩坡度一般均小于 2%，甚至低于 1%。对于等级较高的尾矿库其滩长和安全超高很难达到设计规范要求。所以从防洪的角度考虑，上游法细粒尾矿筑坝形成的滩面形态对尾矿库、坝的安全运行是非常不利的。

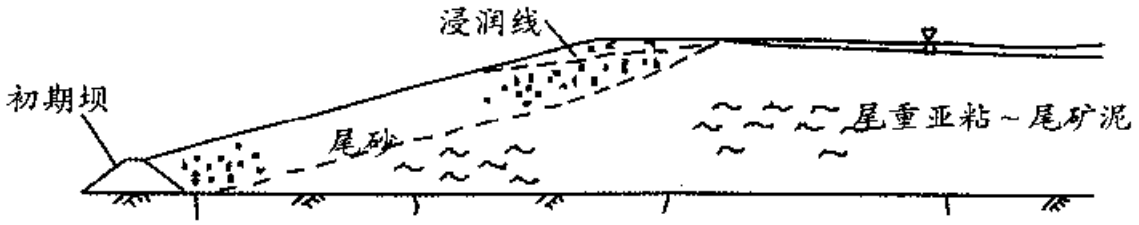
10.2.2 坝体结构不利于尾矿坝的稳定

图 10.1 表示上游法砂类尾矿筑坝和细粒尾矿筑坝形成的坝体结构的差别。

从图 10.1 可以看出，二者在坝体结构上有明显的差别。砂类尾矿在坝顶均匀分散排放条件下，重力作用使尾矿颗粒由粗到细依次向库区分布，整个堆积坝坝体大体上由尾砂、尾粉砂(或尾亚砂)和尾矿泥三部分构成。尾砂层和尾粉砂(或尾亚砂)层厚度较大，抗剪强度高，这两层上加在一起形成一个很厚的坝壳，使整个坝体具有较高的静力稳定性，如果通过排渗降水使浸润线降到一定深度，还可具备较好的动力稳定性。在细粒尾矿筑坝条件下，情况就差多了，一方面，根据云南锡业公司的实践经验，粗细颗粒分选效果不好，沉积"千层饼"现象很突出，亦即粉砂中夹矿泥、矿泥中夹粉砂的紊乱沉积规律很明显；另一方面砂粒和粉粒含量本身也不很高。两方面因素加起来只能形成薄而软的坝壳，坝体中大部分位置被尾亚粘和尾矿泥组成的软泥所占据。这种坝体结构的静、动稳定性都很差。这是因为浸润线不易降低容易振动液化，且软泥层中可能存在较高的超孔隙水压力，抗剪强度很低，致使静力稳定性分析算得的安全系数也较低。



(a) 砂类尾矿筑矿



(b) 细粒尾矿筑矿

图 10.1 砂类尾矿与细粒尾矿筑坝典型断面对比

10.2.3 平均渗透系数低不利于排渗降水

浸润线位置的高低对于尾矿坝的稳定性影响甚大，粗略地讲，浸润线每下降一米常可使静力稳定性安全因数增加 0.05 左右甚至更多一些；浸润线如能降至距坝面 8m 以下，在 7 级地震发生时基本上不会产生振动液化。浸润线偏高是上游法尾矿坝比较普遍的隐患。现在一般是通过设置排渗系统达到降低浸润线、提高尾矿坝稳定性的目的。砂性尾矿筑坝可以形成厚的砂坝壳，其渗透系数一般不低于 10^{-4}cm/s，所以排渗设施容易收到明显效果。细粒尾矿筑坝不会形成厚的砂坝壳，坝体平均渗透系数低，其数量级在 10^{-5}～10^{-6}cm/s，甚至低达 10^{-7}cm/s 。采用通常的排渗降水设施，效果不一定很明显。浸润线如果降不下来，对尾矿坝的稳定性是非常不利的。

10.2.4 滩面湿软不利于取砂筑坝

上游法尾矿筑坝，现在大多数都用人工在干滩上取砂堆筑子坝。在砂性尾矿筑坝条件下，由于干滩长，取砂筑坝十分方便，但细泥类尾矿筑坝时滩面平缓而湿软，人站在滩上取砂很不安全。子坝跟前的滩面虽然干硬一些，但也不允许集中在那里取砂，否则会形成许多取土坑槽，容易成为下次放矿时矿泥淤积之处，这对尾矿坝的稳定也非常不利。

从以上的分析可以看出，上游法尾矿筑坝仅仅是对砂性尾矿才显示出一定的优越性，对于细粒尾矿可以说不存在任何优越性。

§ 10.3 国内有色矿山细粒尾矿筑坝经验

云南锡业公司有好几座尾矿坝都是用细粒尾矿堆筑的，积累了一些经验。堆坝情况见表 10.2。从表 10.2 可以看出两点：一是堆积坝高度多在 20m 左右，最高可达 28m；二是堆坝方法是采用最简便的冲积法，除个别采用池填法外，其他均采用渠槽法或水力旋流器法。显然，采用这些措施是为了使较粗的颗粒分布在靠近坝面的位置，提高坝壳的强度，改善堆积坝的稳定性。

此外，云南锡业公司在放矿管理方面还采取了间断放矿或分段放矿等多种方法，可加速坝体的固结。

上述经验对于细粒尾矿堆低坝是适用的。坝再继续升高是否还适用？到目前为止尚无细粒尾矿堆高坝成功经验可供借鉴。这正是今后需要进一步研究探讨的课题。

表 10.2　　云南锡业公司细粒尾矿粒度特征及堆坝情况 *

尾矿库名称	原尾矿粒度分析(mm)					初期坝坝体结构	尾矿堆坝		
	0.074	0.074～0.037	0.037～0.019	0.019	平均粒径		设计堆高(mm)	实际堆高(m)	堆坝方法
老厂背阴山冲	12.35	7.91	9.88	69.86	0.0272	浆砌石坝	25.00	28.00	渠槽法
期六寨	9.59	15.16	11.20	64.03	0.0270	堆石坝	20.00	20.07	渠槽法
黄连背阴山冲	14.64	10.31	9.56	65.49	0.0289	贴皮土坝	10.00	18.33	旋流器分段
卡房犀牛矿	13.11	10.35	9.18	66.86	0.0282	均质土坝	10.00	17.35	旋流器分段
古山广街	13.40	9.54	8.58	68.46	0.0281	土坝	10	17.95	池填法
火谷都	13.52	12.82	8.20	65.46	0.0287	土坝			

§ 10.4 解决问题的可能途径

本章第 2 节末尾已经指出，上游法筑坝对于细粒尾矿来说已不存在任何优越性。从这一观点出发，笔者认为解决问题的指导思想应当是尽量避免单纯使用细粒尾矿筑坝，实在避免不了，再考虑采取工程技术措施，保证尾矿坝的稳定性。现将上述观点进一步说明如下

10.4.1 尽量避免使用细粒尾矿筑坝

本章第一节中提到，细粒尾矿筑坝有时是由于使用分级尾砂充填采矿工艺造成的。笔者认为这种情况今后应当尽量避免。据知国外有些矿山已经做到这一点。近二十余年来，国际上在全尾砂充填技术研究方面取得了长足的进展。全尾砂胶结充填技术在德国、南非、前苏联、美国和加拿大等国已得到实际应用，产生了巨大的经济效益和社会效益。“七五”期间我国进行了高浓度全尾砂胶结充填工艺及设备的攻关和试验，取得了一定进展。90 年代初期，高浓度全尾砂充填管道自流输送工艺在广东凡口铅锌矿正式投入使用[61]。与此同时，全尾砂膏体泵送充填系统在金川有色金属公司建成，并展了全尾砂胶结充填及全尾砂加碎石胶结充填试验，取得了一些研究成果[62]。中国矿业大学北京研究生部研制成功高水速凝固化材料，用于全水固化胶结充填工艺，并在山东招远金矿进行工业性试验取得成功[63]。上述先进的全尾砂充填工艺的问世，为摆脱或缓解细粒尾矿筑坝问题的困扰展现了良好的前景。

避免单纯使用细粒尾矿筑坝的另一可能做法是利用废石参与堆坝，图 10.2 是这种筑坝方法的示意图。

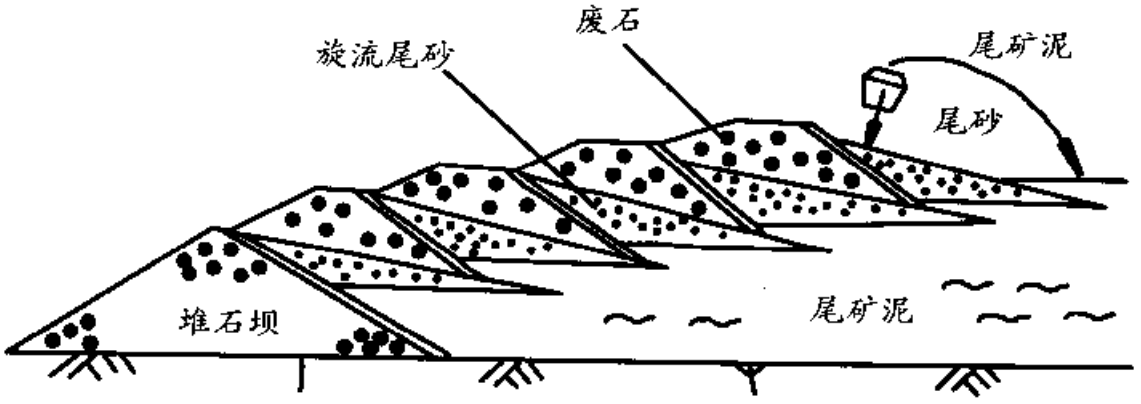


图 10.2 废石与尾砂混合堆筑上游法尾矿坝

10.4.2 改变筑坝工艺，采用中线法筑坝和加筋土技术

既然上游法筑坝对细粒尾矿筑坝已毫无优越性可言，为什么非要沿用上游法筑坝不可呢?中国过去一直沿用上游法筑坝有其历史上的原因，一方面是继承原苏联提供技术援助的传统方法，另一方面也有图省事的思想因素作祟。其实大多数上游法尾矿坝几乎都存在程度不同的病害困扰，其最典型的表现形式为浸润线逸出、渗流破坏、坝面沼泽化等。每逢汛期人们都为尾矿坝的安全提心吊胆，更不用说一旦遇到地震会不会因振动液化而垮坝。一种比较片面的观点是认为上游法最大的优点是省钱，但如果冒着较大的风险去图省钱是错误的。下游法和中线法都具有浸润线较低、抗震稳定性好的优点。黄经厚[64]认为利用旋流器分级尾矿中线法筑坝不仅能确保安全，而且也具有经济合理性，故主张采用中线法筑坝，他的意见值得重视。

借鉴加筋土技术在公路、铁路等部门的成熟应用经验，设想在尾矿坝筑坝过程中对尾矿砂用土工织物进行加筋，以提高尾矿坝的整体稳定性能。土工织物用于尾矿坝的加筋国内外并不多见，1997 年，秦皇岛冶金设计研究总院和国家地震局哈尔滨工程力学研究所曾联合对首钢大石河尾矿坝的子坝进行了加筋土的试验研究[65][66]。龙都尾矿库属于细粒尾矿库，其坝体的加固也采用了加筋的方法[5][67]。尾矿坝加筋的工程实践表明，在提高了坝坡的坡角以后，坝体的稳定性仍然满足设计要求。所以使用加筋的方法应该可以解决细粒筑高坝的问题，同时这种方法也可以用到一般的上游法尾矿坝。如果在设计中考虑加筋，则可以提高尾矿坝的设计坡度和设计高度，这样可以充分利用地形，尽可能提高土地利用效率，充分的发挥尾矿坝的作用，对于有些矿山企业可以节约新建尾矿坝的成本。土工织物的出现应该说是土工技术方面的一次革命，对于尾矿坝的加筋处理，应该是一个新兴的方法，如果充分利用该技术改变尾矿坝的设计，提高设计库容和使用年限，应该有广阔的前景。

10.4.3 开展尾矿坝加固新技术的研究

当细粒尾矿筑坝无法回避时，我们还得考虑采取各种可能的工程技术措施，对坝体进行加固处理。上游法尾矿坝坝体中尾细砂、尾粉砂及尾亚砂层一般多处于松散或稍密状态，这些土层又多位于坝体上部，饱水条件下遇震动易发生液化。欲提高其抗震稳定性有两条途径，一是振密挤密，二是排渗降水。国内有些尾矿坝采用振冲碎石桩法加固，其主要加固机理就是振密和挤密，遇到软弱夹层时还可起到局部置换作用。笔者认为应当进行高频振捣法加固试验，如果这种方法能使尾砂振捣密实，则可形成一种尾矿坝加固的新技术。

尾矿坝排渗降水技术近年来有明显的进步。有些尾矿坝采用水平井自流排渗

或辐射井自流排渗收得成功，这些排渗降水技术正在得到推广。从理论上考虑，平行坝轴方向的排水暗管应当有更好的排渗效果。这种排渗设施的预埋是容易施工的，但在已建好的坝段上埋设这种暗管，则需使用顶管设备，施工技术难度较大。前面 2.3 节中已提到细粒尾矿由于渗透系数低，沿用现行排渗降水方法不一定很有效，所以应当针对细粒尾矿筑坝的具体条件，寻求效果更好的排渗降水方法。

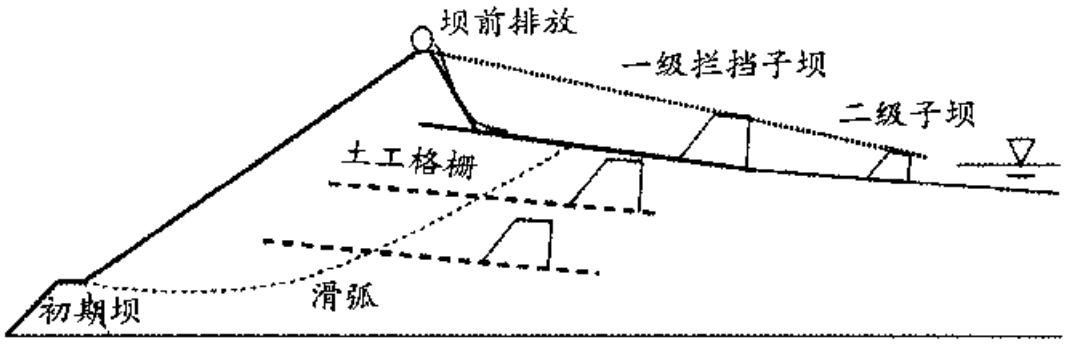
细粒尾矿堆坝会形成抗剪强度很低的厚泥层，当其所处位置对尾矿坝稳定性很不利时，则需要对那里的泥层进行加固。一般岩土工程加固处理软基的方法很多，原则上也可以应用于尾矿坝的处理。应当指出尾矿泥因其矿物成分不同在力学性质上有很大差异。以脉石矿物为主要成分的矿泥由于表面电荷密度小，粘性也小，其性质很接近粉砂，固结系数一般大于 $1\times10^{-3}cm^2/s$，比较容易排水固结，但受振动易液化，处理这种矿泥层应当采用对付松散饱和粉砂的办法。尾矿源于沉积矿者，其矿泥常含较多的粘土矿物，其力学性质与自然沉积的淤泥和软粘土差别不大，处理这种矿泥层可采用对付一般淤泥和软粘土的办法。

由于尾矿堆坝过程是一个人工可以干预的过程，所以对尾矿坝的加固应该比天然地基加固的方法还多。能否在放矿之前或在放矿过程中向尾矿泥浆中投放某种添加剂促进其排水固结或者形成某种强度较高的胶结固体，从而提高其稳定性？总之还是应当研究发展适合尾矿坝特殊情况的加固新技术。

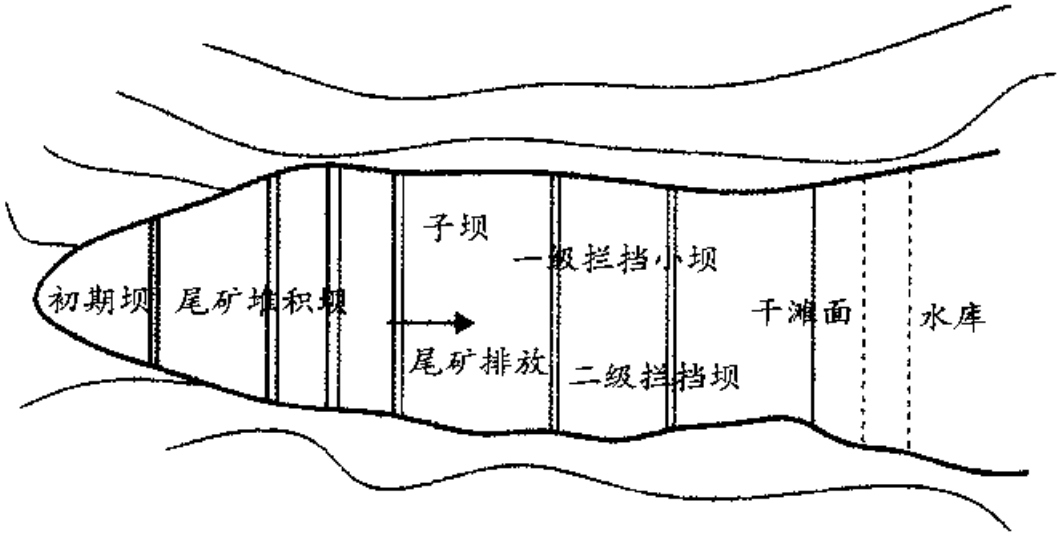
在上一节中提到的加筋方法其实也是一种可以使用的比较经济的方法，但是加筋法加固尾矿坝只是对于还没有筑坝的部分有效，即对于已经堆积完成的堆积坝进行加筋是不太现实的。所以尾矿坝的扩容加高的后期采用土工织物增加其坝壳的抗剪强度性能是一种经济易行的方法，但是大多数情况下该方法要和其他方法加固已经存在的坝体结合使用，才会产生更好的效果。

以下对于在筑坝过程中加入土工合成材料来提高坝体尾矿材料的强度进行探讨。对于细粒筑坝，该方法也是一个很好的解决方向。尹光志、魏作安等人提出了加筋梯田法这一种新的筑坝方法，这种方法的本质就是在尾矿坝堆坝过程中对坝体进行加筋，从而提高坝体的强度而达到增加坝体高度的目的。

加筋梯田法是一种用于提高细粒尾矿堆积坝稳定性、改善干滩面坡度的加固方法，具体内容为：每隔一定厚度在干滩面上铺设一层土工合成材料（土工格栅）；沿着干滩面，以子坝为起点，距一定距离，在干滩面上用蛇皮袋装尾矿砂分别修筑一级或多级拦挡小坝，形成梯田式结构，放矿方式采用坝前分散放矿；拦挡小坝的结构尺寸视现场情况而订，如图 10.3 所示。



(a)剖面图



(b)平面布置图

图 10.3 加筋梯田法示意图

加筋梯田法的施工工序为：首先在干滩面上铺设土工格栅，然后按照设计坡度修筑拦挡小坝，再采用坝前分散放矿的方式，往子坝和拦挡小坝之间放矿，达到设计高度后，又重新铺设土工格栅，重复前面的工序。

加筋梯田法是一种很好的方法，但是该方法在如何选取计算模型、计算力学参数，更真实地模拟加筋材料的作用方面还需要进一步研究，结果能给出加筋材料的布置范围和方法将会使得细粒筑坝技术有一次质的飞跃。

在尾矿坝加固中选用土工格栅有一点必须特别注意，就是所选的土工格栅材料在尾矿水的酸性环境下的耐久性问题，这将直接影响坝体的加固效果和使用年限。另外还有一点就是细粒尾矿本身颗粒很细，如果尾矿库库区条件允许的话可以将混合的土石材料装入编织袋修筑子坝，然后在坝面上覆上种草。

第十一章　尾矿坝的液化判别研究

§ 11.1 前言

饱和土在动荷载作用下往往会丧失其原有强度而转变为一种类似液体的状态，造成严重的后果。这种振动液化的现象是一种特殊的强度问题，它以强度的大幅度骤然丧失为特征。它不仅大量地发生于饱和松砂中，而且也出现在级配不良的饱和砂砾石中及饱和的轻亚粘土中[68]。

1961 年后，国内外发生的多次强地震中都有重大的地基和土坝破坏事故。国内方面，1961 年巴楚地震时，西克尔土坝由于坝基粉质壤土层液化所造成的严重沉陷和崩裂；1966 年邢台地震时，滏阳河流域河流故道淤砂液化所造成的堤岸及河道建筑物（闸、涵、桥等）大量破坏；1969 年渤海湾地震时，几座饱和松砂坝坡发生了液化流滑；1975 年海城地震时，盘锦地区大面积砂基液化造成了各类建筑物的破坏，还发生了一起石门水库上坝上游砂砾料坝坡的水下部分液化流滑；1976 年唐山地震时，滨海地区发生了大面积砂土及少粘性土（或称轻亚粘土）地基液化造成了各种损害，以及北京密云水库白河主坝上游粘土防渗斜墙前面砂砾料保护层的水下部分发生了近乎全坝长（900m）的流滑；1999 年 9 月，台湾发生的 7.2 级地震，同样也伴随着液化现象发生，造成房屋倒塌、地面开裂等多项事故等等。而在国外，1964 年日本新泻（Niigata）地震时，地基砂土液化所造成的各类破坏；同年美国 Alaska 地震时，除了发生多处水下滑坡所造成的岸边破坏以外，地面下约 20m 深处的砂土透镜体液化造成了 Anchorage 的灾害性地滑；1971 年美国 San Fernando 地震时 Lower Von Norman San Fernando 坝发生了大规模的液化滑坡破坏。这些震害引起了国内外学者对饱和土（无粘性土和少粘性土）地震液化的重视，并加强了这方面的研究，包括现场勘测、室内试验、计算分析等，几乎是全方位地开展了工作[69]—[80]。

与标准砂和一般砂土的大量研究相比较而言，对于尾矿材料的液化研究相对较少，而尾矿材料又是一种人工材料，其沉积分选规律决定了这种材料有别于标准砂和一般的天然材料，尾矿材料是同一种全尾矿材料经过沉积分选以后具有不同颗粒组成即不同粗细颗粒含量的材料。我国具有 2000 多座尾矿坝，这些尾矿坝在地震等动力荷载作用下的液化可能性到底有多大，是否有潜在的液化和流滑的危险，这是一个关系到人民的生命和财产安全的大事。本章对尾矿材料进行了一系列的动力特性试验，研究了相对密度、围压、细粒含量等一些因素对其液化特性的影

响，是非常具有现实意义的。尾矿材料中的尾矿砂，以及尾矿土中的尾轻亚粘和尾重亚粘，均有发生液化的可能性，所以对于尾矿坝在地震条件下的稳定性，分析其液化可能性及液化程度是必不可少的。本章的研究着重于细粒含量对尾矿材料的液化特性的影响，而细粒含量与尾矿材料的分类是直接相关的。

我国的尾矿坝绝大多数采用上游法构筑。Finn, W. D. L 认为，用上游法建造尾矿坝具有潜在的危险。Vick S. G. 指出："迄今所报道的所有在地震中发生流动破坏的尾矿坝都是用上游法建造的。"这些尾矿坝中的尾矿材料，通常处于饱和的疏松状态，颗粒较细，比重较大，由于受颗粒组成、矿物成分等因素的影响，它们看似稳定，实际上对扰动非常敏感，地震时很容易发生液化和破坏性变形。对于尾矿坝而言，液化是坝体发生破坏的主要诱因之一。尾矿坝的破坏，不仅导致矿山生产中断，而且会使下游居民的生命、财产以及工厂和交通干线等遭受重大的损失。

国内外的震害经验表明，地震时尾矿坝容易发生液化，使坝体丧失稳定，故尾矿坝的液化判别是一个需要十分重视的问题。目前没有专门针对尾矿坝的液化判别的规范方法，而是沿用建筑抗震规范中的方法，单一地依靠标贯击数来判别。而尾矿是一种人工材料，其不同于一般的天然砂土材料，尾矿中的粘粒具有低粘性，其抗液化能力较差，而尾矿中粘粒含量对抗液化能力的影响也是按照建筑抗震规范一般砂土材料的修正式，显然这样做缺少试验基础和科学的依据。且坝体的刚度和坝体不同位置的加速度都是不相同的，规范中的方法并没有考虑坝体的刚度和不同位置对液化判别的影响。以上特点决定了用规范方法判别尾矿坝的液化情况还存在不完善之处，有待改进。

§ 11.2 振动液化研究发展

早在 1936 年，Casagrande[81]第一个试图用临界孔隙比的概念去解释砂土液化现象，他认为当密实砂土受剪时，体积膨胀，而松散砂土在同样条件下体积却减小。如果处于不排水状态，孔隙水压力就会升高，可能产生液化。Casagrande 定性上描述了砂土液化的原因，并且提出用临界孔隙比法作为饱和砂土液化的判别方法；1948 年，Taylor 对该判别法的异议[82]，使人们开始探索判别液化的其他途径。1951 年，前苏联的费洛林和伊万诺夫[60]提出根据爆炸引起地面沉降来估计液化敏感性的方法；1957 年马斯洛夫[76]提出了临界加速度的概念，如果砂土伴随的运动加速度大于临界加速度，砂土就产生液化；其中 Sced 和 Idriss[69]~[72]于 1967～1971 年进行了大量的试验研究，提出了抗液化剪应力法；1980 年 Yokel[68]在抗液化剪应力法的基础上提出了剪切波速法。在此之后，一些学者先后又提出了综合指标法，

统计法等判别方法[69]。

我国的汪闻韶[77][79]、黄文熙[80]分别在二十世纪50年代末和60年代初也相继在砂土液化方面作了一定的研究，提出了饱和砂土振动孔隙水压力比与振动加速度和固结应力比的关系，开辟了我国科研工作者进行土的液化研究的领域。其后的许多学者都对液化的机理和影响材料的液化因素以及判别方法进行了研究，取得了很多的成果，提出了一系列实用的判别方法。

饱和砂土液化可能性的一系列判别法的共同点，均是对比促使液化和阻抗液化两方面的某种代表性物理量的相对大小，而做出的判断。这些方法均以不同方式反映出影响砂土液化的主要因素，并且是在分析几次大地震现场宏观砂土液化现象后提出来的，在很大程度上以现场是否喷水冒砂为重要标志，因此有其一致性和可靠性。但由于他们在判定时，对土层状态的出发点不同，因此得出的结论有时并不一致。1975年克里斯钦和斯威格[68]认为，利用标准贯入击数判定液化时，考虑了较多的影响因素，从而以经验为依据的标准贯入击数法在中外小型工程中广泛被采用。

但对尾矿材料的动力特性研究近年来才开始进行，国外的研究基本上始于上世纪八十年代，国外尾矿研究的一些进展提到了尾矿坝的液化灾害，用原状样进行动力试验并探讨其动力基本特性，R.K Taylor[83]等人也研究了塑性指数对液化特性的影响，Rauch Alan F.[84]基于尾矿坝的研究提出了尾矿坝液化后的坝面位移预测的经验方法，Frank L. Blackett[85]对尾矿材料的液化和残余强度进行了研究，对通过排水试验预测液化的可能性进行了一些有益的探讨。

在尾矿坝的液化判定方面，国内也做过一些研究，其中，姜涛[86]提出了简化的尾矿的液化判别方法，高艳平[87]等人在他们做的工作的基础上提出了坝面距离和刚度等折减系数，修正了姜涛的方法，但是修正后的方法没有充分考虑尾矿中粘粒的特性，沿用了HB. Seed的公式修正对抗液化能力的影响，结果有些偏离尾矿材料的实际。而且考虑的因素也不是很多，在应用方面还是有一定的局限性。辛鸿博、王余庆[87]等人在尾矿材料的动力特性、尾矿材料的液化判别和动力分析方面也做过大量的工作，提出了液化简化判别方法，为尾矿材料的液化判别提供了一定的科学依据，从而也为其他材料的液化判别提供了参考，但是对于抗液化强度考虑的因素不多，也没有考虑尾矿材料的细粒含量对尾矿材料的液化的影响。金晓媚，张杰坤[88]研究了尾矿土的振动液化参数，并对于室内的动力试验情况下的尾矿土的抗剪强度提出了简化的计算公式，对于尾矿试验有很大的指导意义，但是应用也仅限于试验过程的预测。阎金安，王武林[89]对银山铅锌矿的尾矿砂的动本构模型和动强度等进行过一些探讨；阮元成，郭新[75]对尾矿料进行了一些研究，指出了传统上认

为是粘性土尾矿泥的低粘性及其易液化性，初步分析了固结应力比对尾矿材料的动力特性的影响。

§ 11.3 液化影响因素

11.3.1 液化特性的影响因素

砂土液化影响因素问题的研究从60年代就已开始，一直没有间断过，而且发展到研究不同液化机理产生的液化的影响因素方面。研究表明，饱和砂土发生液化，取决于一系列因素的综合影响。影响液化的因素很多，前人对液化影响因素的研究包括：循环动力类型、振动频率、大小、方向等；土的颗粒组成；初始应力比；固结应力；土体的结构性；土的排水条件、饱和程度；应力历史、超固结作用；排水条件等等。胡定民和张利明[90]将前人的研究成果较为全面地总结了已知的土体液化的影响因素。现在已经可以得出结论，影响饱和砂土振动液化可能性的因素主要有：

1. 土性条件：主要指土的颗粒特征(包括颗粒组成，颗粒形状)，土的密度特征以及土的结构特征(即胶结状况和颗粒排列状况)。

2. 起始应力条件：主要指动荷施加以前土所承受的法向应力和剪应力以及它们的组合。

3. 动荷条件：主要指动荷的波形、振幅、频率、持续时间以及作用方向等。

4. 排水条件：主要指土的透水程度，排渗路径及排渗边界条件。

结合尾矿坝的特点，本文主要研究重点集中土质条件和静力条件对尾矿材料的液化特性的影响上，其他的影响因素有的参考其他学者的研究成果，部分影响因素待进一步进行研究。

11.3.2 细粒含量尾矿液化特性的影响

尾矿材料是一种人工材料，其颗粒组成又与放矿方式和沉积分选规律有关，为了研究沉积分选后的各种尾矿名称的材料性质，将取自江西铜业公司某尾矿坝的尾矿材料过0.074mm的筛，然后将筛上和筛下的尾矿料分成两个不同颗粒粗细的粒组，颗粒粒径小于0.075mm的粒组称之为细粒尾矿料组，颗粒粒径大于0.075mm的粒组称之为粗粒尾矿料组。细粒尾矿料组包含粉粒和粘粒，通称之为细粒，通过控制粗细两组颗粒的组成比例来模拟沉积分选后的不同颗粒组成的尾矿材料，从而研究沉积分选对该尾矿材料动力液化特性的影响。以下研究内容都建立在此尾矿料的前提之上，其他尾矿材料的特性可以此为参考。图11.1、图11.2为试验室制备的粗细两个粒组的尾矿材料。

各种不同颗粒组成的尾矿料，在围压100kPa的条件下进行一组动三轴试验，

试验整理以后的液化振次—动剪应力比试验曲线见第四章图 4.20 和图 4.21，研究表明对于该尾矿材料其细粒含量为 35%左右时抗液化能力最强。

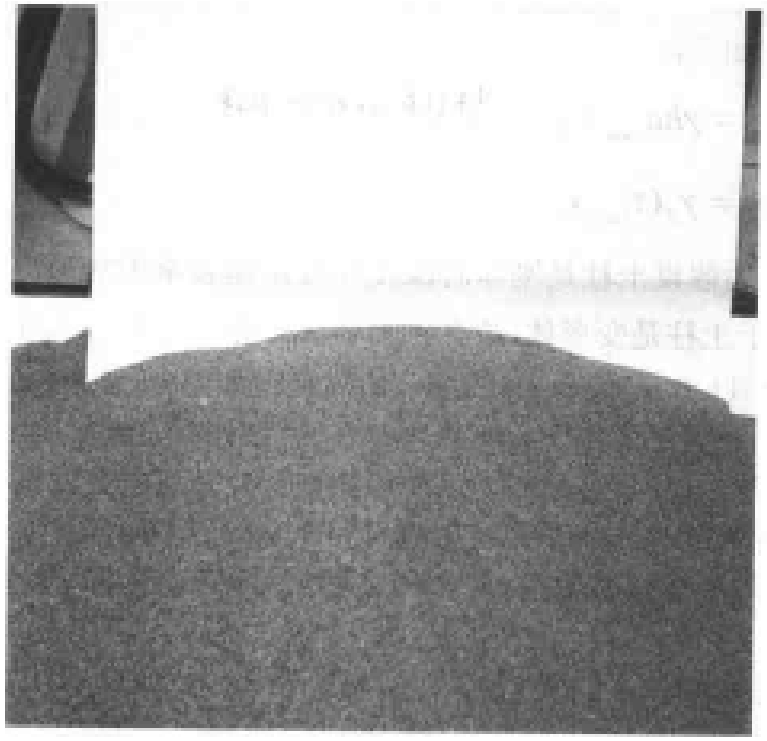


图 11.1 粗粒尾矿料(粒径 >0.074mm)

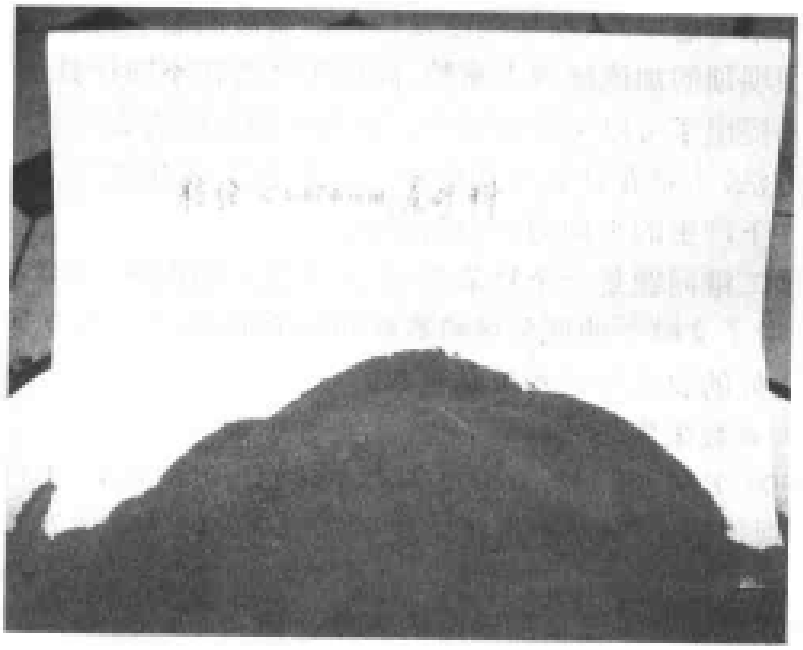


图 11.2 细粒尾矿料(粒径≤0.074mm)

§ 11.4 尾矿坝液化判别方法

根据 H. B. Seed[70][71]等根据震害经验，提出水平场地砂土液化判别方法。该法剪应力估计公式如下：

$$(\tau_{\max})_r = \gamma h a_{\max} / g \tag{11-1}$$

$$(\tau_{\max})_d = \gamma_d (\tau_{\max})_r \tag{11-2}$$

式中$(\tau_{\max})_r$为假设土柱是刚体时深度 h 处由地表最大加速度$a_{\max}$引起的最大剪应力，但是由于土柱是变形体，故真正的剪应力应该为$(\tau_{\max})_d$，γ_d为折减系数，具体物理意义见图 11.3 所示。Seed 的统计的γ_d范围如图 11.4 所示。

这一方法，北美已经用于尾矿坝坝体的液化分析，应用中$a_{\max}$取地面加速度值。然而尾矿坝是二维问题，故用上述简化法进行判别可能会带来一些不能接受的判别误差。姜涛通过对一些尾矿坝在输入加速度峰值不同条件下的计算结果进行了研究，引入了距离折减系数γ_s，从而使之适用于尾矿坝，其平均剪应力可用下式求得：

$$\tau_{av} = 0.65\gamma h a_{\max} \gamma_d \gamma_s / g \tag{11-3}$$

姜涛[86]等给出了统计的离坝顶不同距离处的γ_d，γ_s值。但是对于式(11-3)中的$a_{\max}$如何确定，只给出了加速度放大系数的范围。该方法虽然使用简单，但由于加速度放大系数中未考虑坝高、坝体刚度及输入地震波的影响，很难正确估计不同计算条件下尾矿坝坝顶的加速度放大系数。高艳平[87]等在不同计算条件下，讨论这些因素的影响，并提出了可以考虑的这些因素对平均剪应力影响的尾矿坝地震液化简化应力判别方法，本章在计算平均剪应力时借鉴了该方法，以下考虑坝高、坝体刚度对地震条件下产生的平均剪应力的影响。

由于尾矿坝二维问题是一个复杂多变、计算量大的课题。本章在分析尾矿坝的液化过程中，参考了文献[87]的部分试验数据和研究成果，计算尾矿坝在不同深度和不同沉积滩距离处的放大系数和折减系数。

加速度放大系数采用下式：

$$K=1.8487+0.3608/T_0-1.6890T_0+0.0097H-1.3604A_m\ 0.8173A_m/T_0 \tag{11-4}$$

式中 T_0 为坝体初始自振周期；H 为尾矿坝坝高；A_m 为输入地震动的加速度峰值。

11.4.1 沉积滩相对于坝顶加速度的衰减规律

就沉积滩的加速度放大系数而言，大部分均小于坝顶，但其衰减规律亦是一个

十分复杂的问题。文献[87]对这一问题做过一些研究，本章参考其60组计算数据，并计算得到了加速度放大系数比的平均值，如表11.1所示。

将表11.1中的数据进行拟合，得到如下方程：

$$\gamma_k = 0.746 + 0.260 * \exp[-(x+3.193)/109.6] \tag{11-5}$$

将表11.1中的数据进行拟合得到的曲线见图11.5所示，从图11.5可知，加速度放大系数比随着到坝顶的水平距离的增大而减小。

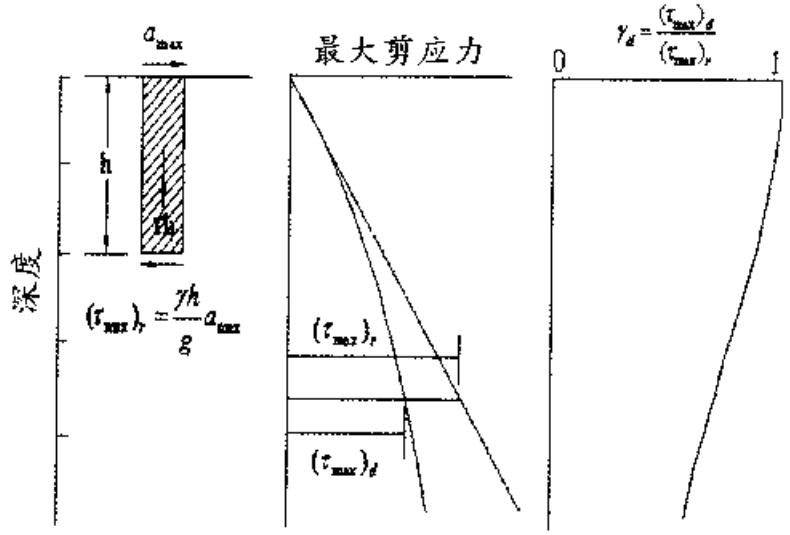


图11.3 动剪应力示意图

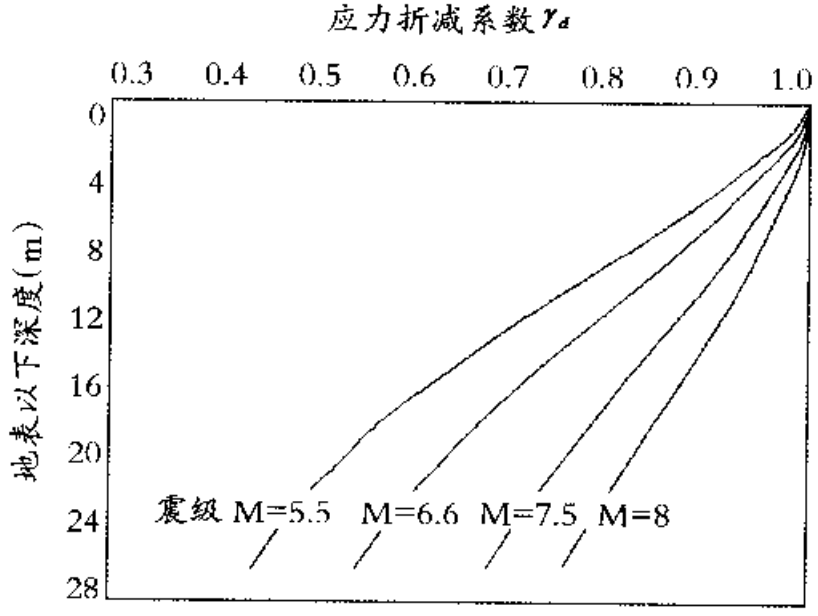


图11.4 应力折减系数γ_d取值范围

表 11.1　　沉积滩距离与放大系数比γ_k关系

距　离(m)	坝　顶	50	100	150	200	250	300
放大系数比(γ_k)	1	0.90	0.85	0.81	0.79	0.77	0.76

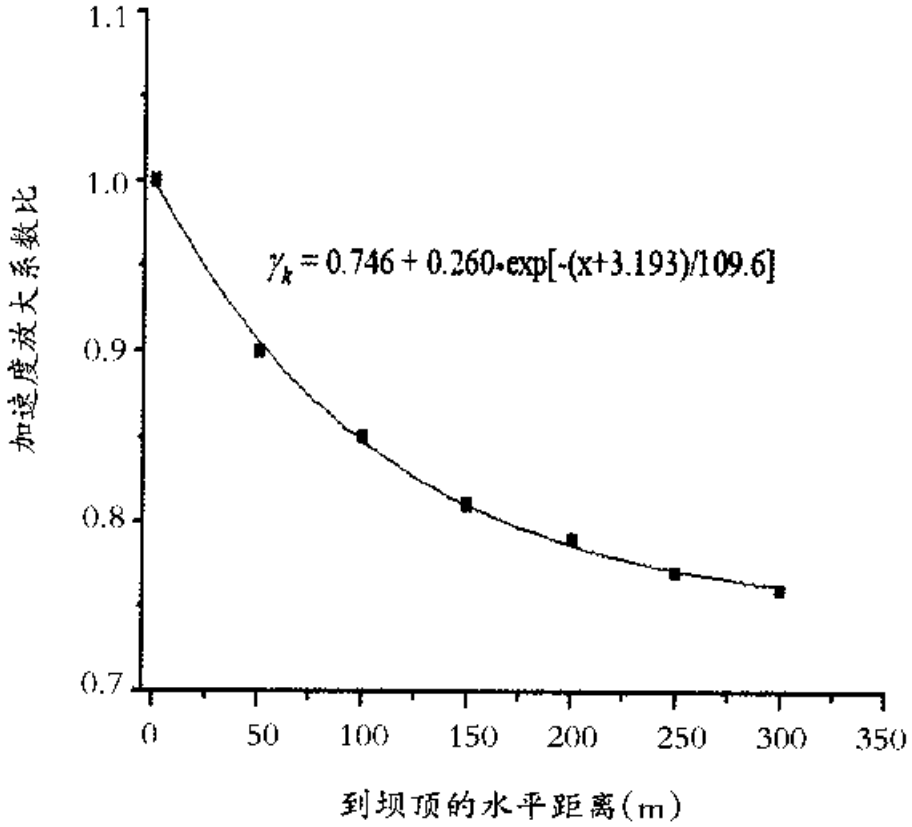


图 11.5 沉积滩表面加速度放大系数比的拟合曲线

11.4.2 动剪应力折减系数γ_d的分布规律

按定义$\gamma_d = (\tau_{max})_d a_{max} g / \gamma h$，在距离坝顶水平距离分别为 5m、50m、150m 及 250m 沉积滩剖面处分别计算各种组合(包括不同坝高、不同刚度、不同卓越周期地震波) 的γ_d，求其平均值。计算中a_{max}是柱状剖面表面的值。具体计算结果见图 11.6。

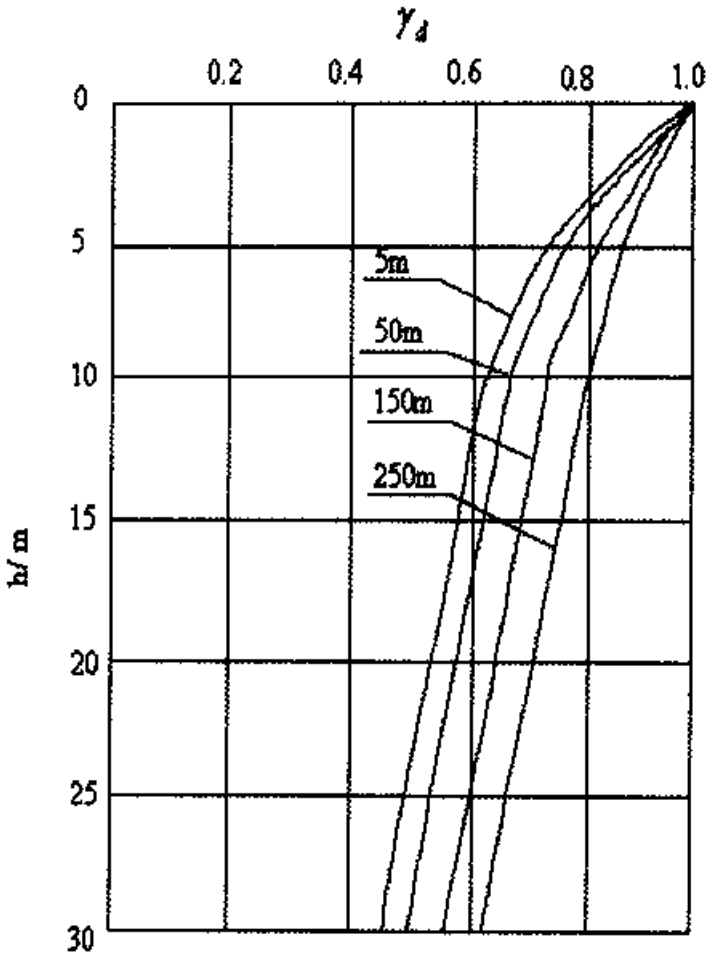


图 11.6 统计的γ_d分布图

从γ_d离散点的分布来看，已超出了 Seed 等的统计范围，与姜涛等计算的点分布较一致。但姜涛等的处理办法是：γ_d仍沿用 Seed 的统计结果，实际计算结果与 Seed 值的差别用γ_s表示。而高艳平采用了另一思路即用实际的γ_d值。从图 2 中可以看出，γ_d的计算值分布范围虽然比较宽，但还是有一致的规律性。随着深度的增加，γ_d的平均值有规律地减小，随着距坝顶距离的增加，γ_d值总体也减小。对图 11.6 进行归一化处理，得到如下公式：

$$\gamma_d = (1+0.00088x)\times(0.42+0.58e^{-\frac{h}{7}})(1.09-0.09\times1.03^h) \tag{11-6}$$

式(11-6)中为x判别点距坝顶的水平距离，h为判别点的深度。

11.4.3 估计动剪应力

(1)根据基本烈度或加速度峰值衰减关系，可确定输入加速度峰值A_m，根据已知的反应谱或已有的卓越周期衰减关系，可求出地震波的卓越周期T_E。

(2) 简化估计坝体初始自振周期$T_0=2.62H\sqrt{\rho/G_0}$，其中ρ为坝体平均密度，G_0是平均最大剪切模量，H是坝体高度。然后求出周期比$T_P=T_E/T_0$。

(3) 将A_m，T_P，T_0及坝高H代入式(11-4)，求得坝顶加速度放大系数K，乘以输入地震加速度峰值A_m，得出坝顶加速度A_{fm}。然后再乘以距离衰减系数γ_k及0.657h/g，得出各深度点的平均动剪应力τ_{av}。即：

$$\tau_{av}=0.65\frac{\gamma h}{g}A_m\gamma_k\gamma_d K \tag{11-7}$$

11.4.4 求解抗液化强度

对于简化判别，目前大多利用现场标贯值直接估计抗液化强度，此方法是Seed[73]等人提出来的。由于土的真正不扰动试样，特别是对于那些松散、饱和的砂性土，很难取到，原位测试在目前岩土工程评价中仍起着非常重要的作用。本章的抗液化强度的求解也是建立在SPT原位测试技术的基础之上。

目前，SPT已成为场地地震液化判别及相应液化危害性估计的主要手段和方法，在各国抗震规范判别场地砂土液化中广泛应用。SPT在地震液化分析中的广泛应用，已促使标准贯入试验朝着标准化，规范化方向发展，已故国际著名学者Seed教授对此作出了杰出的贡献。他根据多年研究成果和实践经验系统地提出了利用SPT值判别土体液化的分析方法，这一方法目前已被大多数岩土工程师所采纳。首先将标贯击数N_{SPT}标准化为$(N_1)_{60}$，根据文献，用下面的式子修正标贯击数N_{SPT}为标准标贯击数$(N_1)_{60}$：

$$(N_1)_{60}=N_{SPT}\cdot C_N\cdot C_E\cdot C_B\cdot C_S\cdot C_R \tag{11-8}$$

式中，C_N为上覆有效应力修正系数；C_E为落锤传递到钻杆上的能量比；C_B为钻孔直径修正系数；C_S为标贯器修正系数；C_R为钻杆长度修正系数。

第一个修正系数可由下式求出：

$$C_N=\sqrt{P_a/\sigma'_{v0}}\leq 2.0 \tag{11-9}$$

式中，σ'_{v0}为标贯深度处的竖向有效应力值；P_a为标准大气压。

由于标贯落锤传递的能量水平的不同，故用能量修正系数用来修正标贯击数，以能量传递为60%作为标准进行修正，具体修正式如下：

$$C_E=\frac{ER}{60} \tag{11-10}$$

这里的ER为能量比，即传递到标贯杆最顶端的能量与落锤产生能量之比。对于使用的特定的标贯设备，要测量ER值。如果不方便测量，ER值也可以参考Seed[73]

等在 1985 年给出的 ER 平均数的参考值。本章标贯试验中使用的标贯落锤为圆环形锤，标贯落锤的下落方式为自由落体，参照 Seed 的建议值，取 ER=78，C_E=1.30。

C_B 为钻孔直径修正系数，以下是推荐取值：

当钻孔直径 D 在 60mm 至 115mm 区间内，取 C_B=1.00；当 D=150mm 时，取 =1.05；当 D=200mm 时，取 C_B=1.15。

第四个修正系数 C_S 为标贯取样器的修正系数，当标贯取样器设计有内衬而在进行标贯时没有使用的，取 C_S=1.2，否则取 C_S=1.0。

最后一个修正系数 C_R 为杆长度修正系数，用来修正由于短杆的反射作用而引起的能量损耗，文献[84]中给出了以下的取值范围：

$$z \leqslant 3m \qquad C_R = 0.75$$

$$3 < z < 9m \qquad C_R = (15+z)/24$$

$$z \geqslant 9m \qquad C_R = 1.0$$

式中 Z 为钻杆的长度，大约等于标贯位置的深度。

在得到了标准标贯击数 $(N_1)_{60}$ 后，将其等效为干净的不含细颗粒的砂的等效 $(N_1)_{60}$ 值，在这一计算过程中，要考虑细粒（颗粒直径小于 0.075mm）含量，根据上样的细粒含量 FC 对 $(N_1)_{60}$ 调整标贯击数 $\Delta(N_1)_{60}$，得到等效的干净砂的 $(N_1)_{60}$ 值。在文献[84]中给出了如下的线性函数：

$$FC \leqslant 5\% \qquad \Delta(N_1)_{60} = 0.0$$

$$5\% < FC < 35\% \qquad \Delta(N_1)_{60} = 7(FC-5)/30$$

$$FC \geqslant 35\% \qquad \Delta(N_1)_{60} = 7.0$$

如将以上修正式用于尾矿砂，那么从以上式子来看，应该是细粒含量在 5% 以下是认为对材料的抗液化性能没有影响，当细粒含量在 5% 到 35% 之间时，随着细粒含量的增加，材料的抗液化性能逐渐增大，当细粒含量大于 35% 以后，其细粒含量的变化几乎不影响材料的抗液化性能。

进行动力特性试验研究细粒含量尾矿材料的抗液化性能的影响，试验结果如图 4.27 所示。此图中动剪应力比反应了材料的强度和抗液化性能，从该图还可看出，细粒含量在小于 35% 的条件下，尾矿材料的抗液化性能随着细粒含量的增加而增加，这与 Alan F. Rauch[84] 的研究成果基本一致。当细粒含量大于 35% 以后，Alan F. Rauch 的研究成果表明抗液化强度将不会有明显的变化，而本章的试验结

果表明当细粒含量大于35%以后，其抗液化性能将会开始下降。如果采用Alan F. Rauch的修正判别式，则得出的判别结果是偏于危险的。

全尾矿的细粒含量一般在10%～50%之间，而发生沉积分选以后尾矿材料的细粒含量的范围将会变大，一般在10%～90%之间，试验结果表明细粒含量在35%时尾矿抗液化能力最强。所以，总的来看尾矿的沉积分选将降低材料的抗液化能力，这与其颗粒粒径向均匀化发展和级配变差有关。怎样在不影响生产的情况下减小尾矿坝沉积分选程度从而尽量提高坝体材料的抗液化能力是值得深入研究。

笔者在江西某铜矿尾矿坝做了大量的现场标贯试验，分析了现场标贯试验结果与从标贯器中取出的土样的颗分结果。由于现场尾矿料在不同地点和深度处的相对密度不可能完全一样，故严格的比较很难进行，但基本趋势还是标贯击数随着细粒含量的增加而减小，现场的标贯结果与室内试验结果相吻合。在细粒含量大于35%的情况下，Alan F. Rauch的研究成果和本章试验结果有出入，笔者认为主要是材料不同所致。阮元成，郭新[同]对尾矿料进行了一些研究，指出了传统上认为是粘性土尾矿泥的低粘性及其易液化性，粒径小于0.005mm的颗粒在显微镜下观察，发现其粘土矿物颗粒较少，矿物成分具有尾矿砂的特点，试验中发现，它的亲水性很弱，粘性低。以上研究说明了尾矿材料中的粘粒较传统意义上以粒径划分的粘粒的粘性较小，这也和三轴试验中尾矿泥等含粘粒较多的材料的内聚力C值较小的实际情况相吻合。正是由于尾矿材料的这种特性，导致粘粒的粘性在增强材料的抗液化性能上并不明显。而笔者认为，细粒含量在35%以下时，随着细粒含量的增加，材料的级配不断变好，形成的材料颗粒骨架越来越稳定，在动荷载作用下骨架抗变形能力增加。当细粒含量大于35%以后，材料的级配越来越差，且随着细粒含量的增大，细粒的润滑作用变得明显，所以骨架的稳定性变小，易于在动荷载作用下发生变形，所以抗液化强度自然就会降低。从标贯试验结果来看，在细粒含量不大的阶段，细粒含量的增加，材料骨架趋于稳固，标贯过程中阻力会增大，标贯击数也会随之增加。当细粒含量大于35%后，细粒的润滑作用开始显现，贯入过程中的阻力就会随着细粒的增加而减小。材料细颗粒的粘性是影响材料强度的一个因素，细粒的粘性和润滑性能一个会增强材料的抗液化性能，另一个则降低材料的液化性能，不同的材料这两种性能对材料的强度影响程度不一样。在尾矿材料中，由于材料粘粒的粘性弱，所以对于尾矿而言，粘性对材料的抗液化性能起不到主导作用，这就是本章的试验结果和Alan F. Rauch的研究成果在细粒含量增大到一定程度后存在差异的原因。本章的试验所用的尾矿砂取自该铜矿尾矿库，故本试验结果可以用在矿物成分类似的尾矿材料的液化判别上，对于其他类型的尾矿坝的液化问题，本章的试验结果可以作为参考。

笔者根据尾矿材料的室内动三轴试验和现场标贯试验的结果，提出细粒含量的修正式如下：

$$FC<35 \qquad \Delta(N_1)_{60}=0.08FC \tag{11-11}$$

$$FC\geqslant 35 \qquad \Delta(N_1)_{60}=5.6-0.08FC \tag{11-12}$$

将式(11-11)和式(11-12)用图来表示，见图 11.7：

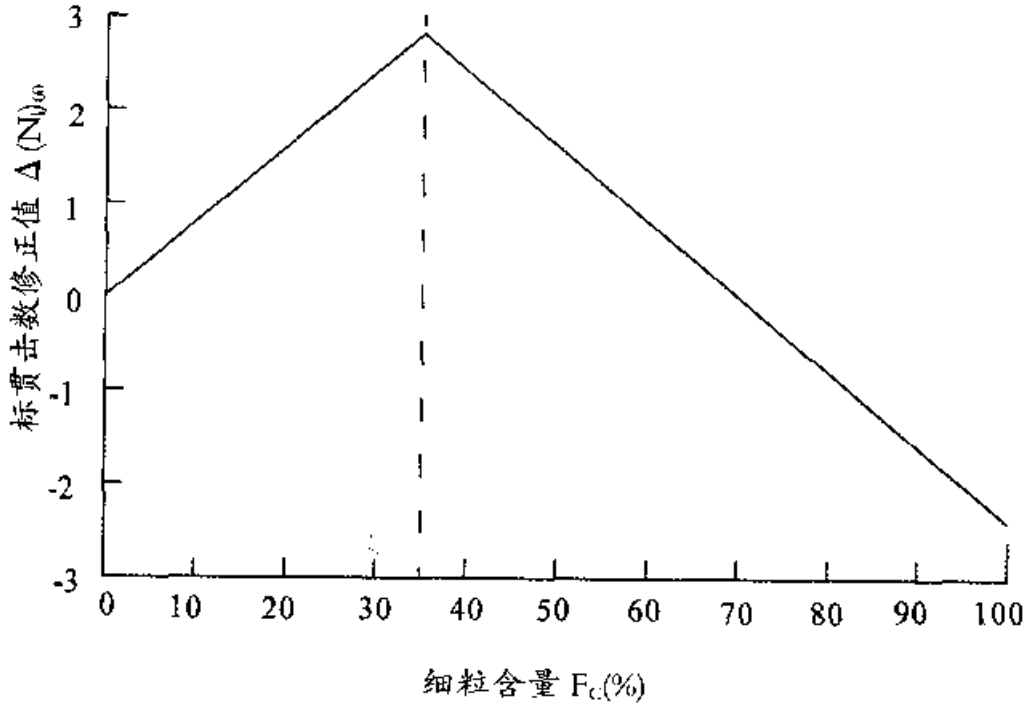


图 11.7 细粒含量对标贯击数的修正关系

等效标准标贯击数 Equivalent $(N_1)_{60}$ 计算如下：

$$\text{Equivalent}\ \ (N_1)_{60}=(N_1)_{60}+\Delta(N_1)_{60} \tag{11-13}$$

根据计算出来的等效 $(N_1)_{60}$，求出抗液化的循环动剪应力比。先求出在震级为 7.5 级情况下的循环动剪应力比 $CRR_{M=7.5}$，Robertson 和 Fear 修正了 Seed 等人的曲线，在当 $(N_1)_{60}\leqslant 30$ 时，给出了如下的计算公式：

$$100\cdot CRR_{M=7.5}=\frac{95}{34-(N_1)_{60}}+\frac{(N_1)_{60}}{1.3}-\frac{1}{2} \tag{11-14}$$

式中，$CRR_{M=7.5}$ 是在震级 M_W=7.5 条件下的抗液化循环动剪应力比，式中的 $(N_1)_{60}$ 为修正以后的等效的标准标贯击数。当 $(N_1)_{60}>30$ 时，则认为该材料的

$CRR_{M=7.5}$为无穷大，是不发生液化的材料。

然后要对不同震级情况下的抗液化循环动剪应力比进行调整，用一个震级缩放系数 *MSF* 就可以解决这个问题：

$$CRR = CRR_{M=7.5} * MSF \tag{11-15}$$

式中，CRR 为相应震级条件下的抗液化循环动剪应力比；MSF为震级缩放系数。

本章参照 NCEER(National Center for Earthquake Engineering Research)推荐的按照图 11.8 所给出的范围取值。

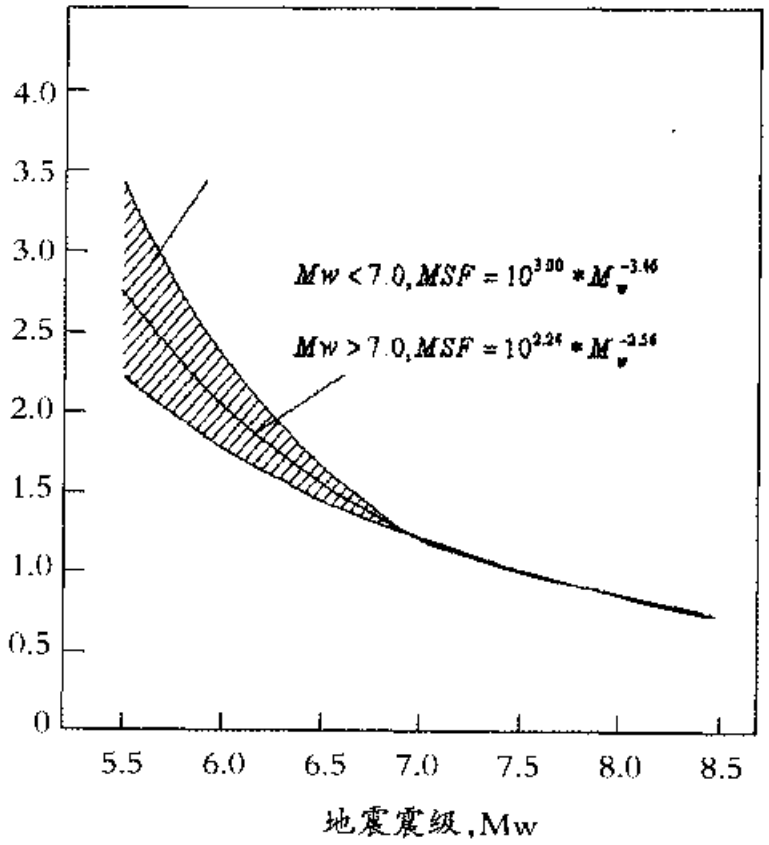


图 11.8 NCEER 推荐 *MSF* 取值范围

本章取其中间值，具体取值公式如下：

$$M_w < 7.0 \qquad MSF = 10^{3.00} * M_w^{-3.46} \tag{11-16}$$

$$M_w \geq 7.0 \qquad MSF = 10^{2.24} * M_w^{-2.56} \tag{11-17}$$

式中，M_w是震级。

则根据以上节求得的 *CRR*，可以得到抗液化强度τ_c的表达式：

$$\tau_e = CRR \cdot \sigma'_{v0} \tag{11-18}$$

11.4.5 液化判别

将地震引起的动剪应力τ_{av}与抗液化强度τ_e进行比较，可得到抗液化安全系数F_l，如下式所示：

$$F_l = \tau_e / \tau_{av} \tag{11-19}$$

如果$F_l \leqslant 1$则判定为液化，否则判定为不液化。

当液化安全系数$F_l \leqslant 1$时，参考日本学者岩琦敏男的判别概念，认为当液化安全系数$F_l \leqslant 0.6$时，判定尾矿材料完全液化，当液化安全系数$0.6 < F_l \leqslant 1$时，判定尾矿材料部分液化。

该尾矿液化判定程序还考虑了浸润线水面位置，在水面以上和水面以下分别采用了自然密度和饱和密度。考虑到了材料的编制简便，以及不同尾矿材料在密度上较为接近，因此没有提供更多的密度参数，所以在材料为非均匀时，不能直接进行计算，而是要对浸润线位置以上和浸润线以下的两部分分别给出自然密度和饱和密度，此时的密度已经不是一种尾矿名称材料的密度了，在水位以上的尾矿材料，可以对水面以上的尾矿材料的密度按其层厚进行加权，即：

$$\rho = \sum_{i=1}^{n} \rho_i h_i / \sum_{i=1}^{n} h_i \tag{11-20}$$

同理可得水位以下的加权饱和密度ρ_{sat}。

$$\rho_{sat} = \sum_{i=1}^{n} \rho_{sati} h_i / \sum_{i=1}^{n} h_i \tag{11-21}$$

利用式(11-20)和式(11-21)我们可以将浸润线以上和以下的尾矿层转换为饱和与非饱和尾矿层，对于尾矿这种特殊的材料，不同名称的尾矿材料的比重和密度在相似的状态时也较为接近，其主要差别还是颗粒中细颗粒所占的比例不同，由室内试验得到的结果来看，尾矿材料的密度变化较小，所以认为经过密度加权处理后产生的误差也较小，且易于编制程序和便于程序的推广使用。使用计算程序进行判别液化时，在自然密度和饱和密度相应的图框中应该输入以上两式求得的加权密度，既可以进行计算判别相应点的液化可能性。

§ 11.5 程序的编制

根据以上的理论，使用 Visual Fortran 编制了相应的尾矿坝液化判别程序，该程序简单易用。图 11.9 为编制的程序的界面，该界面易于操作。该程序需要输入的有判别点的材料天然密度、饱和密度、判别深度、地下水位、地震加速度、坝顶距离、坝体剪切模量、尾矿坝坝体高度、判别点的标贯击数、地震震级、判别点尾矿材料的细粒含量等信息，经过尾矿坝液化判别程序的计算，该程序能自动给出尾矿坝的自振周期、距离折减系数、深度折减系数、坝顶放大系数、平均剪应力、抗液化强度循环剪应力比、循环抗剪力比以及液化安全系数和液化程度的判别。该程序不仅仅给出判别结果，且显示出判别过程的一些量值供其他计算分析使用。

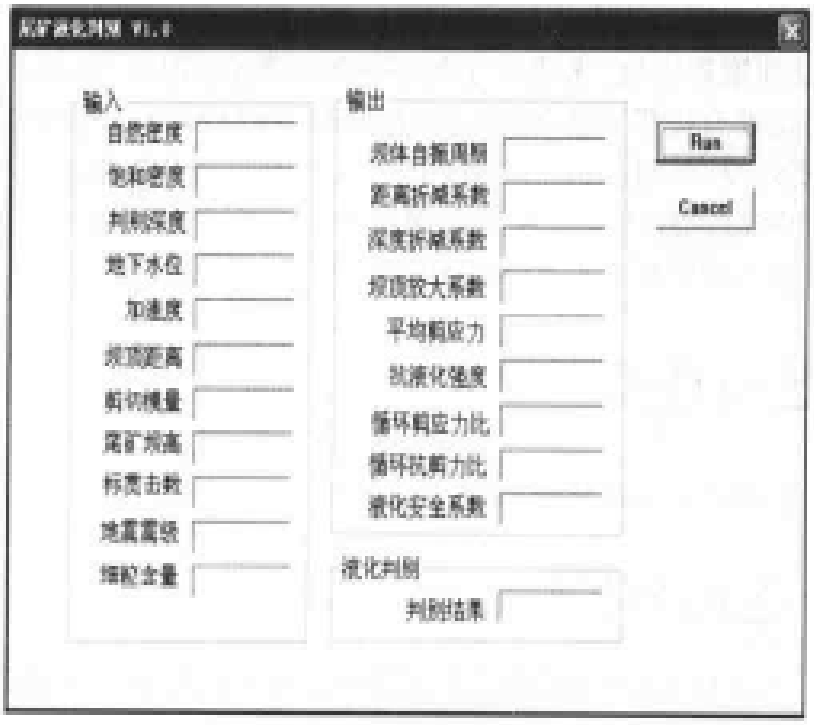


图 11.9 尾矿坝液化判别程序设计界面

§ 11.6 计算实例

以该铜矿尾矿坝为例，在距坝顶距离 120m 处的一个钻孔，考虑如果坝体在洪水运行情况下，按该坝的调洪演算结果可知该孔处所有尾矿材料均已经处于饱和状态，如果坝体遭受 7 级地震，要求对该钻孔尾矿材料的液化可能性分析。给定的地震条件和尾矿材料的基本情况如下：地震震级 7 级，水位深度为 0m，钻孔距坝顶

的距离 120m，坝体剪切模量为 79.6MPa，尾矿坝坝高度 48m。通过室内试验得出不同尾矿材料名称的湿密度、干密度和饱和密度情况，见表 11.2 所示。钻孔的深度，各层细粒含量及实测标贯击数情况见表 11.3 所示。

表 11.2　　尾矿材料的密度条件

	细　砂	粉　砂	亚　砂	亚　粘	矿　泥
湿密度 g/cm³	1.98	2.02	2.11	2.09	2.11
干密度 g/cm³	1.77	1.84	1.82	1.75	1.73
饱和密度 g/cm³	2.12	2.11	2.17	2.12	2.11

根据这两个表的数据和参数，使用编制的液化判别的程序进行计算分析。该尾矿液化判别程序计算出该钻孔各判别点的判别结果后，将程序计算出来的平均剪应力τ_m和抗液化强度值τ_c列于表 11.3。图 11.10 给出了计算得到的抗液化强度和地震产生的剪应力。

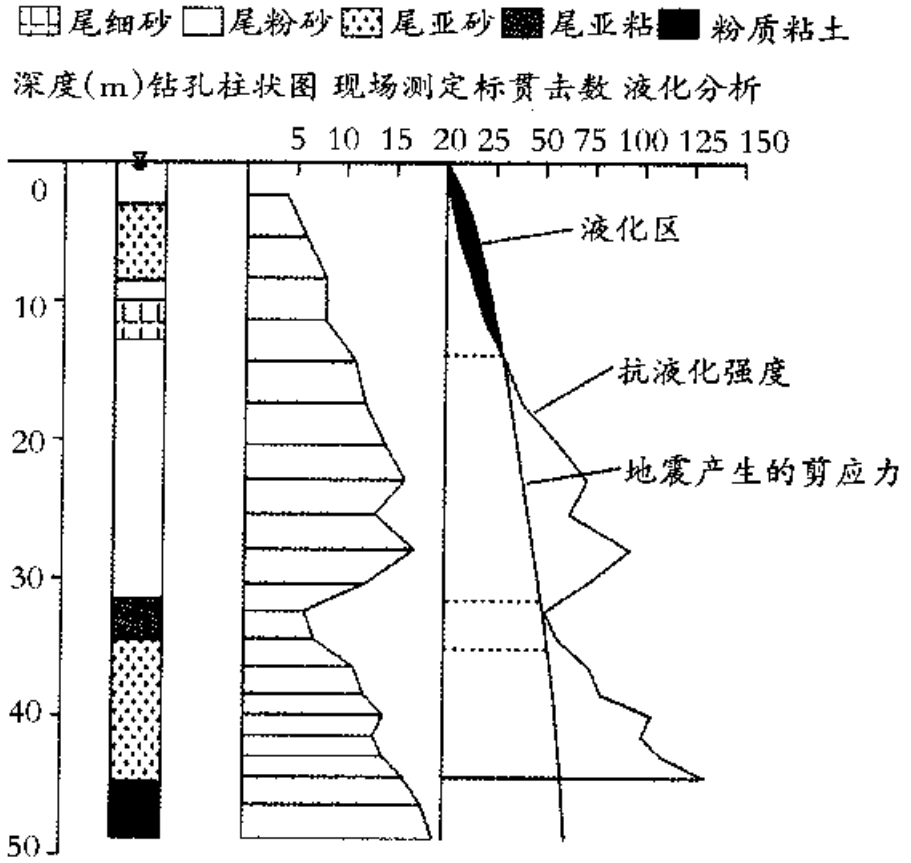


图 11.10 里氏 7 级地震条件下尾矿坝钻孔液化判别示意图

表 11.3　　某钻孔 7 级地震条件下判别情况表

深度	尾矿名称	实测击数	细粒含量	液化安全系数	深度	尾矿名称	实测击数	细粒含量	液化安全系数
		N_{SPT}	FC	F_l			N_{SPT}	FC	F_l
		/	(%)	/			/	(%)	/
2.20～2.50	尾粉砂	4	63.6	0.2337	27.80～28.10	尾粉砂	17	60.4	2.0897
5.20～5.50	尾亚砂	6	68.3	0.3820	30.30～30.60	尾粉砂	12	58.8	1.5057
8.20～8.50	尾亚砂	8	71.4	0.6588	32.30～32.60	尾亚粘	6	85.2	1.0102
11.20～11.50	尾细砂	8	17.5	0.7943	34.30～34.60	尾亚粘	7	87.5	1.1139
14.30～14.60	尾粉砂	11	64.9	1.0629	36.30～36.60	尾亚砂	11	73.1	1.3690
17.20～17.50	尾粉砂	12	58.8	1.2081	38.30～38.60	尾亚砂	12	84.7	1.4338
20.20～20.50	尾粉砂	14	52.5	1.6071	39.80～40.10	尾亚砂	14	68.5	1.8550
22.80～23.10	尾粉砂	16	63.3	1.8427	41.30～41.60	尾亚砂	13	69.6	1.7382
25.30～25.60	尾粉砂	13	64.9	1.5007					

最后计算分析得到该钻孔的液化分析情况如图 11.10 所示，其他钻孔的计算情况与此类似，不再赘述。将已知各钻孔的液化情况结合起来分析就能了解坝体整体液化情况，限于篇幅，不再具体给出。在使用该程序时需要注意：当判别点在浸润面以上时，不需要进行计算而直接判别为不液化，因为浸润面以上尾矿材料是非饱和的，不产生动孔压，故认为在地震动荷载作用下不会产生液化。

§ 11.7 结论与展望

1. 对尾矿材料的液化可能性分析提出了适用于尾矿坝判别的新方法，该方法建立在前人的部分研究成果和本章的现场测试和室内动力试验的基础之上，判别数据只要求简单的物理特性试验数据和现场标贯试验结果，避免了进行大量的土动力学试验来判别尾矿砂土层的液化特性。

2. 本章中提出的液化判别方法可以考虑多层尾矿材料和多种影响液化特性的因素，是到目前为止考虑因素最多的尾矿坝液化判别方法之一，考虑更多的液化影响因素可以更加客观地反应材料的液化特性。

3. 该判别方法考虑了尾矿材料细粒含量的不同对液化特性的影响。按本章提出的修正式考虑细粒含量对尾矿坝液化情况的影响更加符合实际情况，与试验结果也相吻合。特别是在当细粒含量较高的情况下，按照本章的方法给出的判别结果不会出现其他判别方法会产生不安全判别的可能。

4. 将修正以后的液化判别计算方法用于尾矿坝的液化判定，由于考虑的因素较规范方法多，且在室内试验的基础上提出的考虑细粒的影响的方法不同于规范的方法，因此必然与规范方法判别的结果产生一定的差别，而本章提出的尾矿坝液化判别方法的准确性还需要进一步用室内模型试验进行验证。

5. 编制了液化判别程序，该程序使用简单方便，可以提高使用效率，便于该方法的应用和推广。

第十二章　尾矿坝的加固及治理

§12.1 前言

据统计我国有2000多座尾矿坝，其中目前已形成一定规模的尾矿库约有1500余座。而国外高度在100m以上的尾矿坝有17座，最高的已达270 m。我国冶金矿山现有尾矿坝近400座，这些尾矿坝绝大多数采用上游法构筑，其主要型式有山谷型、平地型及傍山型等。上游法筑坝的初期坝是由当地材料筑起的。上游法适合于雨量较少、气候干燥、且地基具有透水条件的地区。其失事主要由于以下三个方面：(1)洪水失去控制，造成漫顶溃坝；(2)浸润线过高，出现下游管涌，坡脚严重冲刷，而导致溃坝；(3)地震的作用引起的溃坝。

目前，我国不少中小型矿山在生产的服务后期，尾矿库的改扩建都是在原坝库基础上加高扩容，利用或改建原有的排洪、排渗设施，延长了尾矿库的生产服务年限，取得了较好的经济效益和社会效益。在取得经济效益和社会效益的同时，我们应该清醒认识到尾矿库坝不安全或一旦失事，其破坏程度往往是灾难性的，会造成人民生命财产的巨大损失。如1985年柿竹圆有色金属矿牛角垅尾矿库溃坝，1986年黄梅山铁矿尾矿坝溃决，1996年铜陵选金厂尾矿库滑塌，库内尾矿溢流，冲毁农田、房屋、公路等，导致人员伤亡，污染环境。不但造成矿山停产，也给地方工农业生产带来灾害，经济损失和政治影响极大。

对尾矿坝进行加固治理，其目的是要达到安全运行的要求，降低坝体浸润线高度或是克服尾矿沉积体强度、承载力不足及砂土的震动液化等问题。

§12.2 尾矿坝常用加固处理措施

12.2.1 初期坝加固处理措施

我国的尾矿坝绝大多数为上游法筑坝，在上游法筑坝中，初期坝的稳定性直接影响到尾矿堆积坝的高度和稳定性，因此尾矿坝的初期坝必须有足够的稳定性。特别是对于存在安全隐患或是已经出现问题的初期坝，必须要进行加固。初期坝又可称为基本坝，作为尾矿坝的支撑，对于很多尾矿库的扩容，加固其初期坝是必要的环节之一。

尾矿坝的初期坝一般为土石坝，在尾矿坝加高扩容过程中，必须对初期坝进行抗渗稳定性及抗滑稳定性验算，若其安全稳定性达不到原设计要求，必须进行相应

的加固处理措施。对于不透水的土石坝，可选用防渗墙（混凝土、桩柱或粘土等）及灌浆帷幕等防渗加固措施；对于透水型的土石坝，可选用贴坡排水层、排水棱体、排水褥垫、反滤层及垂直与水平排水层、排水沟等排渗设施及设备；对于扩容加高后有潜在滑坡及裂缝倾向的初期土石坝，可采用的加固方法如抛石压坡脚及锚固、抗滑桩等；对于土石坝的坝体裂缝可选用开挖回填及灌浆方法等。

12.2.1.1 抛石镇压坡脚

抛石镇压坡角是一种简单易行，经济实用的加固方法。在尾矿库的扩容中首先推荐使用该方法。

12.2.1.2 抗滑桩加固初期坝

有些情况下，压坡方案可能会涉及到征地这一解决起来难度大的麻烦问题，或压坡难以保证初期坝稳定性的时候，可以考虑采用抗滑桩对初期坝进行加固。这种方案的另一优点是工期较短。

中科院武汉岩土所在1994年江西某铜矿尾矿坝稳定性评价与综合治理项目中，曾将抗滑桩方案作为对策之一推荐给业主。具体设置抗滑桩情况如下：初期坝堆石棱体外设置一排钢桩，桩必须嵌入基岩一定深度。钢桩之间用挡板加以连接，挡板与排水棱体的间隙用块石填塞，此排钢桩的作用是提供水平抗力，阻止坝体向下游滑动。

此外，在初期坝坝体及坝基淤泥质亚粘土层也可以设置几排抗滑桩。这些桩可以采用三合土或混凝土就地灌注而成，它们可能起到竖向加筋作用，提高土体综合抗剪强度，增大初期坝地段的安全度。

图12.1是抗滑桩设置的示意图。

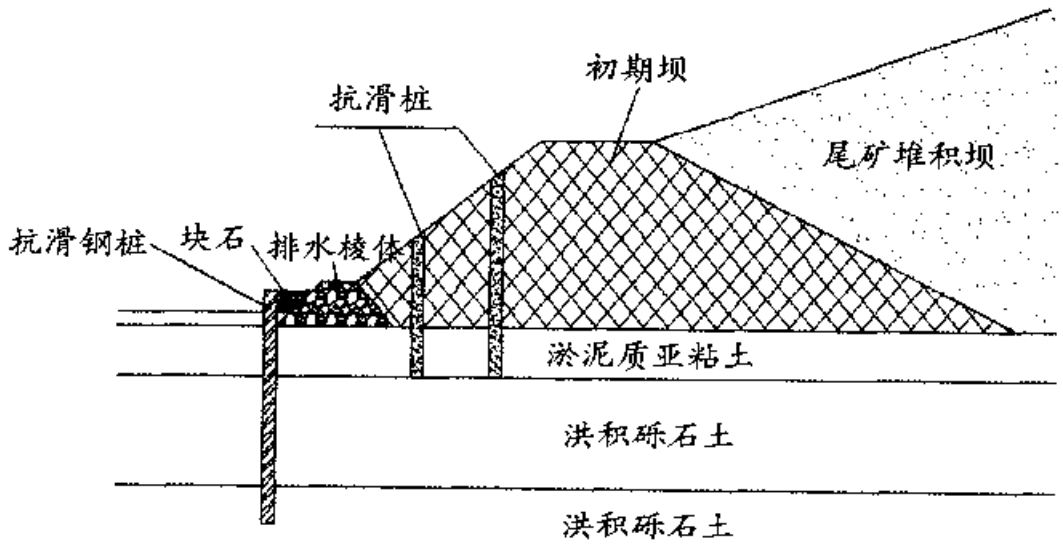


图12.1 抗滑桩设置示意图

12.2.1.3 坝体灌注粘土浆加固

对一些以不透水性的土石坝作为尾矿坝的初期坝，坝体一般是由粘性土构成防渗体，正常情况下，不需灌浆；而非正常情况下如坝体裂缝、漏水严重时，应进行灌浆处理。其主要原理是利用水力劈裂原理和浆、坝互压作用，导致坝体内应力重新分布，由应力不均衡状态转变为均衡状态，起到充填坝体裂缝或洞穴、恢复坝体整体性、增加坝体稳定性、消除坝体内管涌与接触冲刷、发挥防渗作用等。

灌注粘土浆适用于尾矿坝下游坝体渗漏和坝体裂缝渗漏两种情况。为提高灌浆效果，必要时可在泥浆中加入一些添加剂如水泥、水玻璃等来改善泥浆的性能。施工时应注意注浆压力的控制，注浆效果的检查与验收等。

12.2.1.4 振冲法加固初期坝坝体及坝基

振冲法加固粘土型的尾矿初期坝时，是利用振冲置换—复合地基的作用原理，即利用振冲器在软弱粘土中成孔，后在孔内填入碎石或其他坚硬材料成一系列桩体，这些桩体与原来的粘土组成一个整体，共同承受外部荷载，形成复合地基，这种加固法又称振冲置换法或碎石桩法。该法在尾矿坝的后期子坝及沉积滩加固中也较常见，在此不再详述。

12.2.1.5 土工合成材料加固初期坝

土工合成材料出现较晚，但发展很快，它作为新型的土工建筑材料加固尾矿坝坝体，可根据其不同的产品种类，起到不同的加固目的：利用透水性的土工织物为坝体设置反滤层、排水系统、加筋等排渗加固补强坝体；利用不透水性的土工薄膜可起防渗、截水、隔离等作用。

12.2.2 后期子坝及沉积滩加固处理措施

12.2.2.1 后期子坝加固处理措施

水力冲填的尾矿坝，在正常堆筑条件下，坝体持力区主要是粘土含量小于10%的砂性尾矿、粉土类尾矿，偶见粉质粘性尾矿。离坝轴线越远，埋深越大，颗粒越细，沿深度各类尾矿呈互层沉积，其密实度在10m以内呈松散至稍密状态，10～20m呈稍密至中密状态，20m以下密实程度略有增加。有的坝由于各种原因造成松软矿泥的集中沉积。为满足尾矿坝安全运行要求，避免地震液化可能造成的危害，保证坝体稳定性，有必要进行加固处理。

上游法尾矿坝加固处理，主要从两方面着手：一是降低坝体浸润线；二是增强坝体强度。前者主要是增设排渗设施降水，提高坝体的稳定性，详细的措施将在下一节中进行介绍；后者是采用各种碎石桩或砂桩来达到加固加密的效果。对尾矿坝后期子坝常用的加固方法有：振冲法、振动沉管法、钻孔法等。不同的加固方法有不同的加固作用及适用范围，详细情况见表12.1所示。

表 12.1 尾矿坝不同加固方法的作用及其适用范围 *

加固方法	加固作用	适用范围
振冲法	形成振冲碎石桩，兼有振密、挤密和置换作用，可获得复合地基的加固补强效果	适用于加固松软的尾矿堆积坝坡及处理软弱的尾矿沉积体，需排污条件
振动沉管法	利用振动套管挤入尾矿加固层，形成挤密砂石桩，可达到振密、挤密的复合效果	适用于加固饱和松散的尾矿及松软坝体，无需排污条件
冲孔沉管法	利用振动冲挤沉管，填入砂石料，形成挤密砂石桩	主要加固软弱矿泥层，加速排渗固结，需排污条件
钻孔法	利用钻机成孔，填入碎石料，形成碎石桩	主要加固软弱坝体，需排污条件
加筋法	利用土工材料加入到尾矿材料中形成加筋层，提高尾矿材料的强度	加固软弱坝体，无需排污条件

* 引自文献[91]

振冲法引入尾矿坝应用最早的系统试验研究是 1992 年在南芬尾矿坝[92]上进行的。试验的主要目的是探索振冲工艺在斜坡上施工的可行性，研究不同振密方法、不同间距对尾矿砂的振密效果，以决定采取何种工法使尾矿砂强度提高，满足未来 150m 坝高时的稳定要求。招远金矿尾矿坝[93]的振冲法研究，进一步完善振冲法在尾矿坝上的应用研究，并提高该坝坡在浸水条件下抗震稳定性，避免地震时发生液化、流滑等灾难性事故。虽然对于粉砂、细砂用振冲法处理的效果尚有争议，但这两次振冲法加固的实践证明结论是肯定的。

根据施工工艺的不同，可以将振冲法分为振密法、振密挤密法和置换法，以下对这几种方法作一个简要介绍。

振密法就是在一定工艺条件下，就地将尾矿砂振密。在南芬尾矿坝和招远金矿尾矿坝上进行的振密法的振冲工艺参数见表 12.2。

振密挤密法是先用较大水压力，如大于 200kPa。冲孔至预定深度，振冲器的下沉速度可达 2m / min，但振冲器的电流不宜大于 55A。成孔完毕后即可开始分层填料，每层填料量约为 0.25m^3～0.5m^3 分层振密，直至地面为止。振冲参数见表 12.2。在南芬尾矿坝试验中的填料为较粗尾矿，在招远金矿试验中的填料用直径为 2～5cm 碎石施工时，在孔位顺序上做如下调整，即将 2.4m 间距的孔位每 7 孔分为一组。先施工正六边形周边上的 6 个孔，成孔后一次将填料加满，最后施工中心孔。采用分层振密工艺，先施工完的孔在振动力作用下，碎石料被振实下沉后随时加满。中间一孔施工时对尾砂和填料有明显的振密挤密作用，故称为振密挤密法。

表 12.2　　不同工况下振冲工艺参数

项　目	招　远			南　芬	
	1区	2区	3区	不填料	填　料
间距(cm)	240～300	240	240	150～400	150～400
桩径(m)	>0.8	>0.8	>0.5		
填料量(m^3)	>0.65	4.5	2.0		
成孔水压(kPa)	200～500	200～500	200～500		
制桩水压(kPa)	200	100～200	0	100	100
控制电流(A)	50～55	45～50	45～55	50	50
振动时间(s)	适时	适时	适时	30	30

置换方法，是在软弱坝段，遇有较厚尾矿泥的集中沉积体时，为有效地改善局部坝体的力学特性采用的方法，振冲时适当加大振冲水压和留振时间就可达到置换目的[91]。

加筋法是在尾矿坝中加入筋体材料，随着土工材料的迅速发展，使得尾矿坝的加筋加固成为可能。在尾矿坝的加筋处理上，借鉴加筋土技术在公路、铁路等部门的成熟应用经验，设想在尾矿坝筑坝过程中对尾矿砂用土工织物进行加筋，以提高尾矿坝的整体稳定性能。土工织物用于尾矿坝的加筋国内外并不多见，我国的秦皇岛冶金设计研究总院和国家地震局哈尔滨工程力学研究所于 1997 年联合对首钢大石河尾矿坝子坝进行了加筋土的试验研究[66]。尾矿坝加筋以后的工程实践表明，在提高了坝坡的坡角以后，坝体的稳定性仍然满足设计要求。尾矿坝的加筋方法可以对尾矿软弱层进行加固治理，但是对于已经形成的尾矿堆积坝要采用土工格栅加固治理就需要开挖坝体，所以不是很方便。由于尾矿坝的形成是一个随时间发展的过程，这就给加筋留下了一个很好的时间和空间，如果在堆筑子坝的过程中加入土工合成材料来提高尾矿坝的似内聚力，那么坝体的坡度完全可以大大提高，增加尾矿库的库容。如果初期坝设计合理，结合有效的排渗设施，上游法建筑高坝，甚至是细粒尾矿堆筑上游法高坝是很有可能实现的。

12.2.2.2 沉积滩加固措施

如果遇到尾矿沉积滩上的尾矿泥沉积区，为提高地基承载力，可采用抛石挤淤筑坝等方法来加高坝体，见表 12.3。

表 12.3 尾矿坝沉积滩加固方法

处理方法	加固目的
振冲碎石桩	加固滩床软弱矿泥，加高坝堤 加固库岸沉积的软弱矿泥，建造副坝，加高坝体 加固坝坡松软尾砂，防止地震液化
钻孔碎石桩	加固坝坡深层软弱矿泥，以保安全筑坝
抛石挤淤	抛石固堤挤淤，处理堤内矿泥，加高副坝

§ 12.3 尾矿坝常见排渗降水措施

12.3.1 坝坡排渗降水的目的

上游法尾矿坝的坝体浸润线普遍较高，尤其是一些采用粘性土坝作初期坝的尾矿库，由于缺乏渗流控制而造成各种坝体病害事故，特别是在尾矿库加高扩容时，应在确保库内上游安全滩长(最小干滩长度及调洪库容)满足规范要求前提下，应进一步降低坝体浸润线。其目的既要消除坝坡渗漏水病害与隐患，又要避免坝体砂土液化，进一步提高坝体抗震稳定性。

12.3.2 降低坝体浸润线的工程措施

随着科学技术的发展和施工技术水平的提高，上游法尾矿坝坝坡排渗降水技术在近 20 年内取得了明显的发展，由先前采用的管井法、井点降水法等，逐步发展成尾矿坝专用的水平井排渗、垂直井与水平井联合排渗、辐射井排渗等，这些专用排渗降水技术的发展与应用，对上游法尾矿坝稳定性的改善已取得了积极的效果[94]。特别是近年来推行的深层水平井自流排渗设施，工艺简便、工期短、见效快，已被广泛应用于尾矿坝扩容加固的排渗工程中。近年来常用的排渗方法见表 12.4 所示。

表 12.4　　几种常用排渗降水技术的应用及其效果

排渗方法	深层水平井排渗降水技术的应用	应用效果
水平井排渗	水平井通常设置在坝坡渗水区下方，沿坝轴布置，当初期坝为土坝时，水平井应穿过土坝进入尾砂层，常用井距为 10～15m，管径 76～89mm 的钢管或 90mm 的塑料管；水平井纵长 50～80m，以控制坝体渗流，降低浸润线。	工艺简便，工期短，便于管理，且处理费用较低，可以控制坝坡渗流，目前已推广应用，有发展前景。
垂直井与水平井联合排渗	垂直井通常沿坝坡渗水区上方平台布置。常见井为 10～20m，井深 15～18m，井径 0.6～1.2m，其底部与渗水区下方设置的水平排渗井对接，实现自流排渗，以控制坝体渗流，降低浸润线。	其优点是垂直井可穿透矿泥夹层，以利于排渗，其井位剖面潜水位可下降 4～6m，但处理费用大。
辐射井排渗	辐射井一般设在坝坡渗水区上方，其辐射状水平管由直径约 3m 的竖井内打入尾砂含水层，将渗水集于井筒内，由底部导水管引至坝外，其水平排渗井辐射半径可达 50～60m，以控制坝体渗流，降低坝体浸润线。	辐射井渗流控制范围最大可达 100 多米，可以控制坝坡渗流，目前应用较多，发展前景广。
轻型井点降水排渗	排水井一般设置在坝坡渗水区上方，间距根据坝体实际情况布置，然后利用水泵将汇集在排水井中的渗流水抽出，降低坝体浸润线。	轻型井点降水的优点是投资小，降低浸润线效果明显，可以控制坝坡的渗流，但泵站要保持供电和维护，运营费用高。

以下就各种排渗方法结合具体实例作一个简要的介绍，从而更进一步了解坝体降低浸润线所采取的常用措施。

12.3.3 水平排渗井应用实例[95][96]

12.3.3.1 应用背景情况

钟山铁矿尾矿坝于 1975 年建成，1979 年投入使用。初期坝为均质土坝，坝高 19 m，坝内坡坡比为 1:2.5，外坡坡比为 1:3，后期坝用尾矿堆筑，用上游池填法筑坝，最终拟堆积标高为 145m，总坝高为 57m，属Ⅳ级尾矿库。该尾矿库自投入使用以来，出现的问题比较多，主要表现在初期坝土料含碎石量较大，且碾压质量较差，碎石含量和透水性能都很不均匀，造成初期坝的密实度分别为松散和稍密状态，抗剪强度较低。

1987 年以前，由于对尾矿坝管理缺乏经验，放矿未按规程排放，加上尾矿输送主管多处磨损，形成中途放矿，造成库内沉积状态混乱，尾矿堆积体内成层复杂，常有轻亚粘土和尾矿泥夹层或透镜体沉积于坝前，影响尾矿坝内浸润线的埋深和分

布。同时，自矿山开采以来，采出矿石全部为含泥量较高的上盘赤铁矿，尾矿细粒含量高，难以沉降，再加上受山沟库形过窄的不利影响，沉积滩的坡度一直很缓，干滩长度很短，浸润线从初期坝坝顶逸出，初期坝下游坡面渗水严重。

针对以上存在问题，钟山铁矿于 1987 年委托冶金部建筑研究总院在 110m 标高处，设置了轻型井点排渗设施，同时，加强了放矿的操作管理，使浸润线降至坡面平均深度 5m 以下，基本消除了初期坝顶的逸出点和初期坝渗水的沼泽化现象。随着矿山生产能力的提高，尾矿排放量加大，子坝堆高速度的加快，截至 1995 年已经堆高至 122m。轻型井点排渗效果急剧降低（当时已基本报废），坝体的浸润线埋深呈上升趋势。实测结果表明，有些坝段浸润线埋深仅有 3m。初期坝下游坡面又出现局部渗水现象，影响到坝体的稳定。为此，委托马鞍山钢铁设计研究院设计并实施了尾矿坝水平排渗工程。

12.3.3.2 水平排渗孔的布置

钟山尾矿坝坝底高 97m 左右，设计排水管管口标高 103～104m，穿过初期坝进入尾砂内，管长 60～70m。设计采用垂直导滤插板孔导水。该工程共设计水平排渗管 7 组，垂直导滤插板孔 122 个，其平面布置见图 12.2。

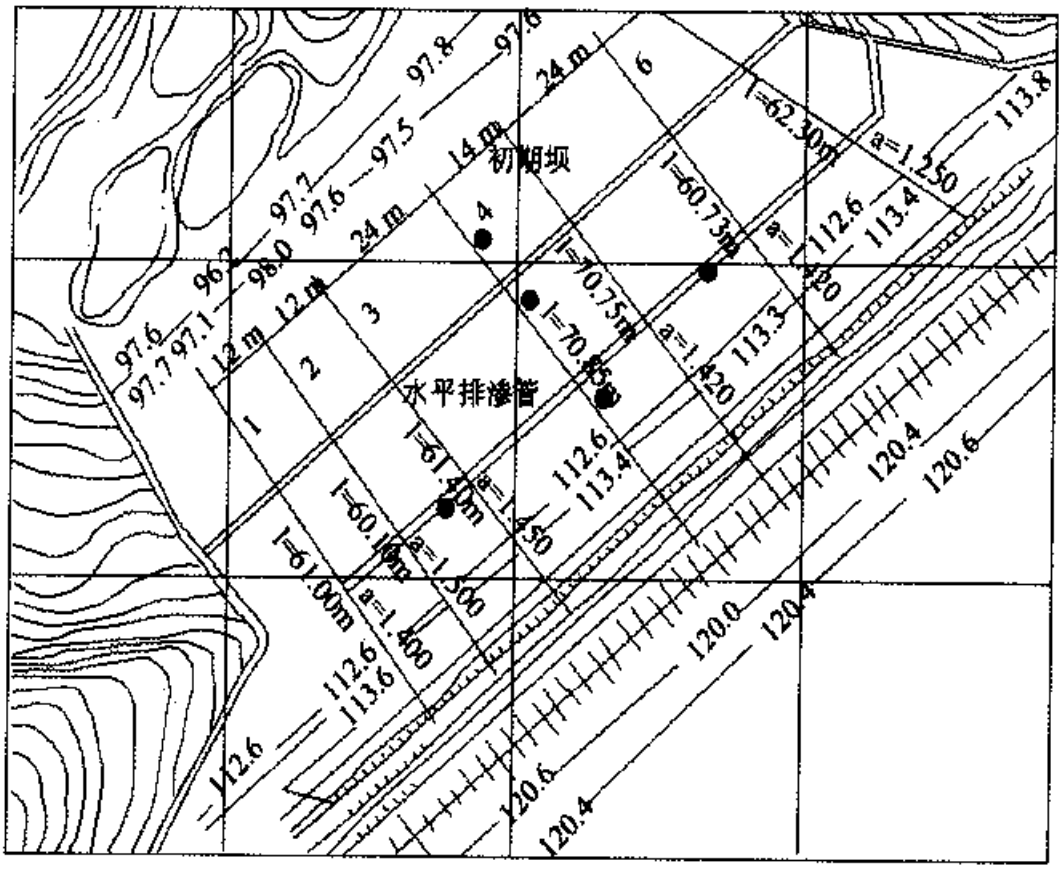


图 12.2 水平排渗孔布置

12.3.3.3 实施效果

截至1998年，该工程已经过3年运行。浸润线监测结果表明，该项水平排渗工程，对降低钟山矿尾矿坝的浸润线有着极为明显的效果，使用前后的水位差异明显，且较稳定。另一方面，在坝面上(无论是初期坝还是后期尾矿堆筑坝)均无明显的浸润线逸出点。从根本上解决了浸润线过高的问题。同时，实测排渗水量从刚开始的日排渗水量平均547m³/d，到排渗设施使用后仅为100m³/d以下，也说明了坝体内浸润线明显下降，且已经稳定在一定的状态，基本上达到了设计要求。

该项工程操作方便，观察简单，维护量小，垂直插板导流效果及滤管出水效果均较好，保证了坝体的稳定性。

虽然水平排渗工程在钟山铁矿尾矿坝上的应用已取得了一定的效果，但在实际中还存在着以下的问题：

(1)水平排渗出水管在使用一段时间后，出现了结垢现象。并呈发展趋势，容易堵塞水管。

(2)由于资金技术等方面的原因，坝面上的观察孔布置密度不够，目前仅为十字剖面，不能反映坝体的整体水位状态。

(3)在实际管理过程中，由于尾矿坝远离矿区，管理存在着很多困难。人为毁坏严重，观察孔已发现堵塞、损坏现象，所测数据可靠性受到了一定影响。

12.3.4 垂直水平联合排渗法应用实例[98][99][100]

12.3.4.1 应用背景情况

狮子山铜矿杨山冲尾矿库采用上游法尾砂堆坝，投入使用后，下游坡面大面积渗水，25处管涌流砂，11处塌陷，直接威胁坝体与下游居民的安全。南昌有色冶金设计研究院为解决这一难题，在总结国内外尾矿坝现有多种排渗降水方法的基础上，首次选用土工织物包碎石构成垂直滤井与塑料水平排渗管对接新工艺，提出垂直水平联合自流排渗体的新设计方案。1987年由南昌有色冶金设计研究院、武汉勘察研究院、河海大学、铜陵有色公司4个单位联合组成攻关小组在现场进行试验、研究、施工。1987年8月至1989年6月共施工完成26组垂直水平联合自流排渗体，经近4年的运行、使用，证明联合排渗体有效地降低了尾矿坝坝体浸润线6～8m；浸润线降低前后的坝体动力稳定性安全系数由原来的0.49增加到1.9，从根本上提高了坝体的安全稳定性。

12.3.4.2 排渗体的布置

1根水平排渗管(长50m)和1座垂直反滤竖井(深15m)互相对接构成一组垂直水平联合自流排渗体。主坝段布置21组，副坝段布置5组，每组的间距根据地形和实际情况而定。

竖井采用Φ800 mm的袋装砾石反滤井，井中设Φ90 mm的塑料滤水管做水位观测用，塑料管外填20～40mm砾卵石，砾卵石外用Φ800 mm的无纺土工布袋包住。水平排渗管采用外径90 mm，壁厚6 mm的聚氯乙烯塑料管。开孔率为8%，孔径10 mm，管外包无纺土工布，水平管的联接采用铝合金承插接头，水平排渗管必须穿入竖井内。具体的排渗布置及排渗结构如图12.3、图12.4和图12.5所示。

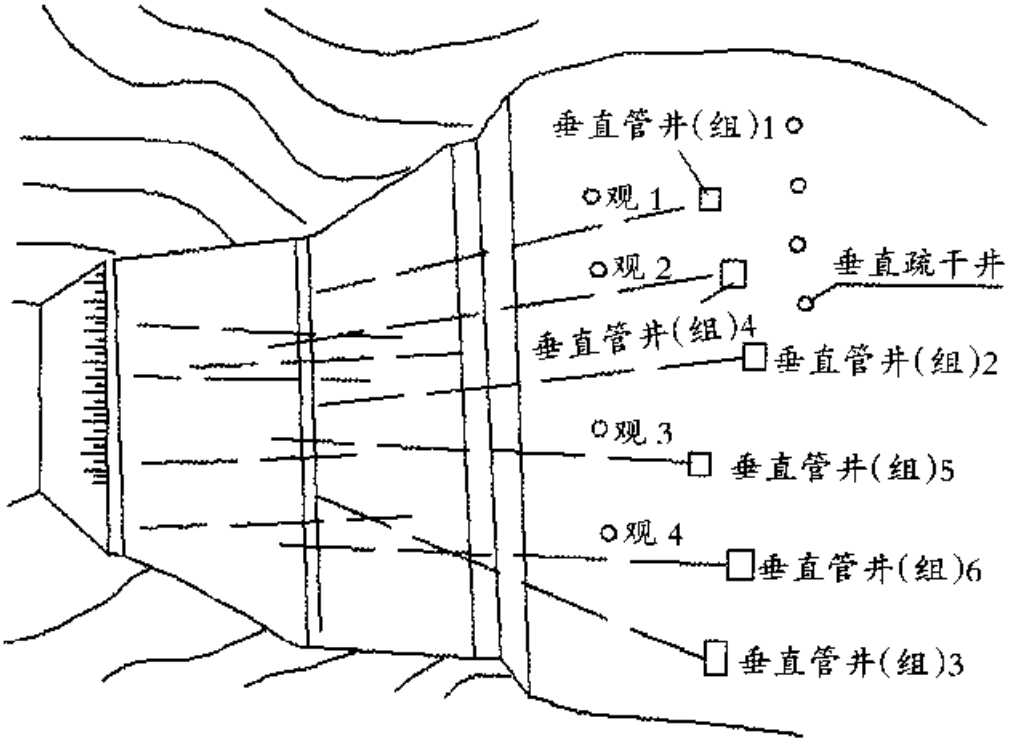
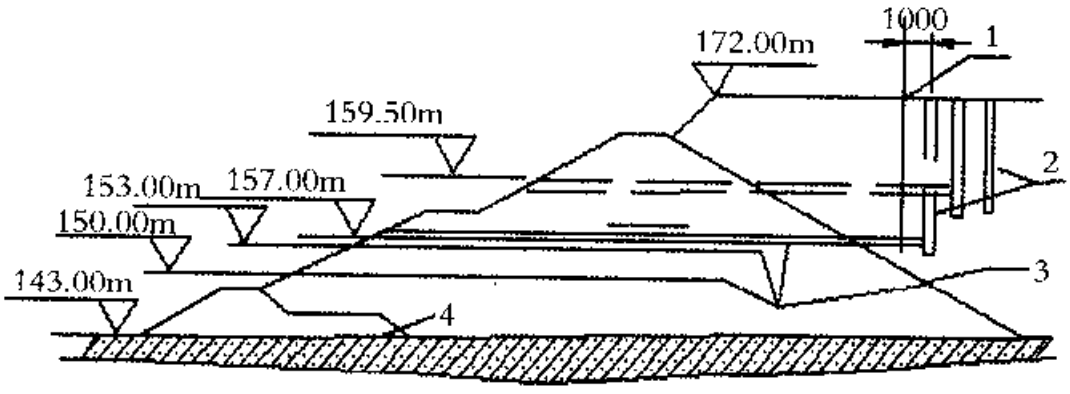
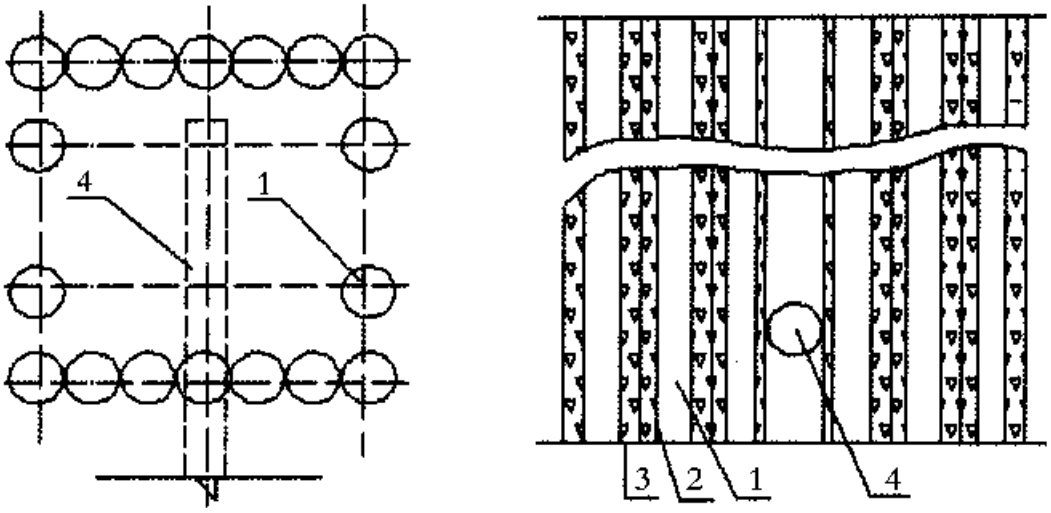


图12.3 排渗平面布置图



1—沉积滩 2—垂直管井(组) 3—水平排渗管 4—堆石体

图12.4 排渗剖面图



1—垂直管 2—土工布 3—碎石滤料 4—水平排渗管

图 12.5 垂直井管(组)结构图

12.3.4.3 实施效果及结论

垂直水平联合自流排渗体建成后，经 4 年的实践检验，杨山冲尾矿坝的浸润线在观测孔中测量，普遍下降 6～8m，使原来坡面严重渗水、涌砂现象得到治理，效果明显。提高了坝体的稳定性，并为继续加高坝体创造了条件。排渗见效后，下游居民、农田和公路的安全得到了保障，社会效益影响极大。垂直水平排渗体与竖井机排方案比较，每年可节约运营费 40 万元，电 120 万度；与废石压坡方案比较，基建投资节约 140 万元，在扬山冲尾矿坝上，若再加高 15m，可增加库容 250 万 m^3，延长服务年限 8 年，可推迟使用建新库投资 450 万元，经济效益明显。

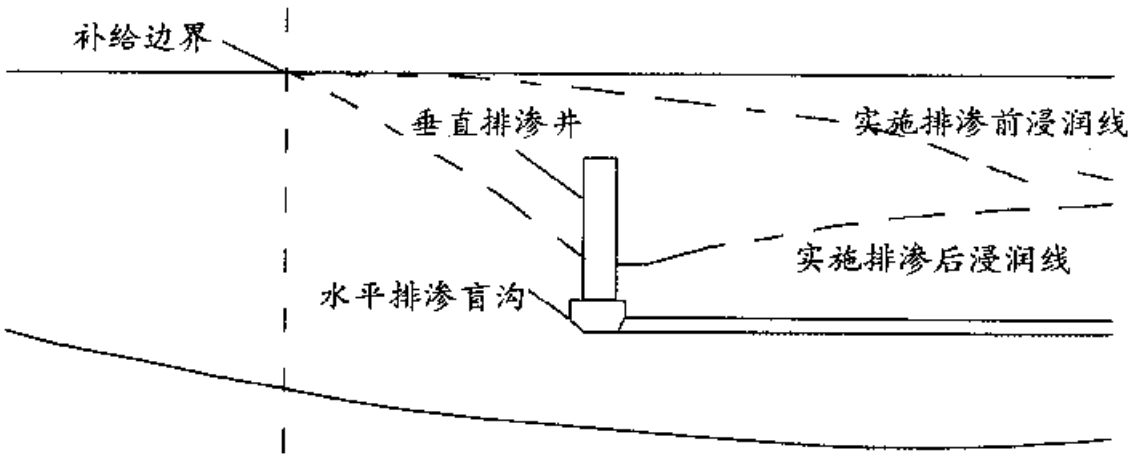


图 12.6 垂直—水平联合排渗系统剖面布置

联合自流排渗体具有设计先进，构思新颖，安全节能，排渗效率高，管理方便，运营费用低等特点。对降低尾矿坝浸润线提供了一种有效的新技术，开创了一条新的途经，对同类工程特别是地震区的大型尾矿坝有较高的推广价值。对于新设计的和正在堆积中的尾矿坝，采用现场预埋的方法同样有效，不仅能根除隐患，而且大大节省治理费用，为上游法筑坝向高堆方向发展提供了安全可靠的技术保证。

12.3.4.4 垂直水平联合排渗法的特点

(1)垂直水平联合自流排渗体在实践运用中，不断地得到完善和发展：它已由最初的水平排渗沟(土工布包裹卵砾石)发展至水平排渗管(土工布包塑料花管)，且水平管顶进长度已达到61.1m；由大口径竖井发展至小口径袋装砂井，这样便于施工和预埋，相应也降低了工程造价。在实际运用中可根据坝体的不同情况灵活运用。但一定要遵循一个原则即垂直井要与水平管互相对接，构成一个有机整体，这样才能起到排渗降水的作用。

(2)垂直水平联合自流排渗体之所以能如此有效地排除渗水、稳定坝坡，这是因为：垂直反滤竖井与水平排渗管在大坝内对接形成一个大的排水反滤体，竖井不仅能收集坝内渗水，而且能让尾砂颗粒沉积固结于竖井周围，竖井的作用好似坝体内的"粗桩"。水平排渗管不仅可使竖井内的渗水自流排出，而且在地下渗水位高于水平排渗管时，在水压差作用下，地下渗水能不断地通过水管自行排到坝外。因此，水平管起到排渗和排水双重作用，自渗自排，无须人力电力，使用管理方便，特别是在地震时可有效地消散由于地震产生的孔隙水压力，达到加固坝体的目的。垂直井和水平管立面纵横交错排列，好似锚钉，全面地、牢固地支撑坝坡，使坝坡成为一个有机整体，故而能够稳定坝坡，消除坝内隐患。

(3) 垂直水平联合自流排渗体技术的特点之一是利用土工布代替了砂砾等滤料，使得联合排渗体的施工简便不少。尾矿坝体内的尾矿颗粒较细，要求土工织物过滤层必须具有足够小的网孔，以阻止土壤颗粒的运动。同时必须具有足够的渗透性而不致减缓水流的流动，以加速尾矿排水固结，经室内试验分析选择的土工布能够满足这一要求。

(4) 垂直水平联合自流排渗体技术适用于竖井深度在10m左右，水平管长在50m左右，能保证浸润线在坝面5m以下，如果需要更大降深，则有一定困难。有些情况下，水平排渗管及土工布在长期排渗过程中会发生生物、化学、淤堵问题，这是一个在实践运用中需要探讨研究的问题。

12.3.5 辐射井排渗法应用实例[101][102][103]

12.3.5.1 应用背景情况

德兴铜矿一号尾矿库是库容为1亿m^3的大型尾矿库。其初期坝为堆石透水

坝。坝高 46m；尾矿堆坝坡比为 1:7，最终堆坝高为 204m。二号尾矿库于 1984 年 11 月投入使用。1995 年尾矿坝堆高至 165m 时进行了坝体稳定性勘察，勘察查明坝体浸润线埋深在 5～6m 左右，存在不安全隐患，坝面局部曾出现过渗水、下陷等问题。经专家鉴定为病库，必须加固处理。为确保库坝安全，实施了辐射井排渗工程，在降低坝体浸润线，提高尾矿自身固化强度方面，取得了明显效果。

12.3.5.2 辐射井排渗工程概况

二号尾矿库排渗系统包括九口辐射井和相应的水文观测孔，位移观测标等附属工程。九口辐射井按三排布在 105、132、148m 标高坝面，依次有井深 18m 二口，21m 三口、16.5m 四口，排间距 160m 和 140m，每排井距为 100m。辐射井井筒为钢筋混凝土结构，井筒内径 3.6m，距井底 2.5m 处设有八口集渗孔和一口排渗孔。集渗孔沿轴线方（偏向上游）辐射状分布，用于汇集尾矿内孔隙水，孔间夹角 5°，孔长 50～80m。排渗孔是沿垂直坝轴线方向设置。孔长 140m，从井内直通出坝面外。水文观测孔布置在辐射井的垂直和平行坝轴线上，各向 2 孔，孔距 25m，孔径Φ130mm，每孔内设有三套Φ50mm 观测管。分别深入 12、16、20m。沉降位移监测系统由基准桩和位移监测桩构成，前者设在坝外山坡基岩上，后者设在辐射井附近，该工程分三期实施。第一期 1 号、2 号辐射井于 1999 年完成，第二期三口辐射井于 2002 年完成。

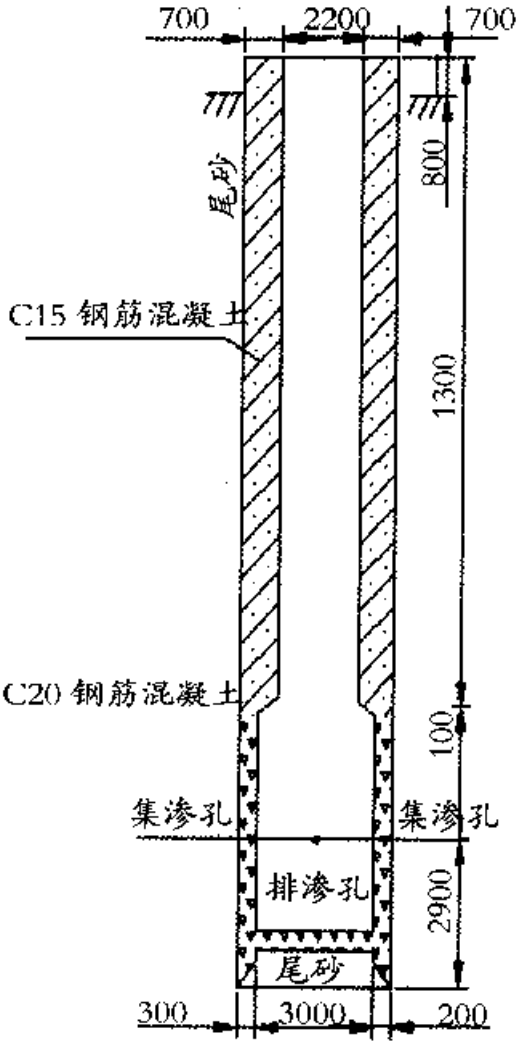


图 12.7 辐射井井身结构图（单位：mm）

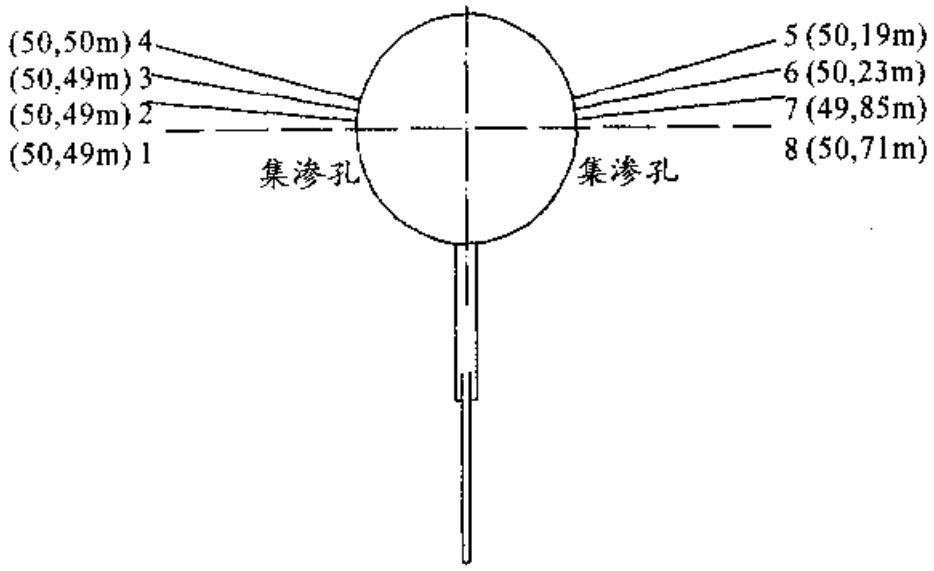


图 12.8 辐射井水平结构图

12.3.5.3 辐射井排渗应用效果

(1)排渗效果

1 号、2 号辐射井完工后，均及时投入了排渗运行，并进行了为期一年的定期排渗观测。从观测数据中看出，1 号井、2 号井起始流量分别为 320.8t / d 和 302.46t / d。之后流量在逐步下降，最终流量稳定在 140t / d 和 155t / d 左右，稳定时间达 160 天。由此可见，排渗井在运行一段时间后能够稳定均衡地排渗出坝体内孔隙水，促进坝体自身固化强度的提高。

(2)浸润线降低效果

1 号、2 号辐射井周围均布有多个水文观测孔，孔距为 25m。水文观测是从辐射井开始施工至竣工后的一个月，每日进行(测量是电能点纹或测钟)。根据观测数据值及所绘曲线图可以看出：① 浸润线水位下降是从辐射井施工开始。当辐射井开始排渗运行时，水位呈陡降，排渗稳定后，水位线呈缓降，排渗效果非常明显。② 辐射井排渗运行后，50m 宽范围的浸润线降幅在 4～6m，降至坝面 10m 以下，达到设计要求。③1 号、2 号井各自有完整的漏斗，两漏斗相接部位水位线更低缓。④ 两井降水线在 10m 深以下的范围为 50m 半径，说明井距 100m 是适宜的。⑤每个水文观测孔中不同埋深的测管内水位下降程度不同，埋深 20m 管变化最大，16m 深管次之，12m 深管最小。而三种管水位曲线变化形状基本相似，这说明，距集渗管近，渗流途径短，降水速度较快。⑥从测试水位过程中可看出，排渗前期，平行于坝剖面水位降速比垂直于坝剖面水位降速快，这与水平集渗孔放射方向相符。流量稳定后，水位

基本相近。坝上游水位比下游水位下降快，排渗流量稳定后，下游降幅增大，降至与上游埋深相近。

(3)坝体沉降位移

辐射井施工期间，按期对坝体进行了沉降位移监测。从观测数据值中可以看出辐射井开始施工后，设定的A、B两观测点有沉降和水平位移，沉降值为A=45mm、B=60mm，水平位移值为A=42mm、B=40mm。辐射井排渗后，A、B两观测点沉降、位移明显增大，沉降值为A=171mm、B=201mm，水平位移为A=76mm、B=86mm。表明辐射井排渗运行后，坝体尾砂固结速度加快，坝体稳定性在提高。

12.3.5.4 辐射井排渗特点

(1)辐射井各自形成的降水漏斗，使距井50m远的水位降深分别达10.3m和10.66m，同时两井之间因重叠作用，50m处降深为11.55m，有利适应季节变化。从而保证了坝体浸润线长期稳定在10m以下。达到了设计稳定要求。由此可见，辐射井排渗能有效地降低坝体浸润线。

(2)辐射井排渗运行后，随水位下降，坝体沉降位移加快加大。这正是尾矿砂固化过程所出现的现象。这也说明了辐射井排渗能使坝体尾矿砂自身固化度得到了提高。

(3)辐射井排渗运行两年多来，曾出现过排渗管管壁结有钙质固结物堵塞管孔情况，经过清洗可解决这种隐患。因此，排渗管必须定期冲洗。

12.3.6 纵向盲沟降水排渗法应用实例[45][104][105][106]

中国科学院武汉岩土力学研究所于1992年对江西某铅锌矿尾矿坝进行排渗处理，当时采用的排渗方案就是纵向盲沟排渗法，本小节就当时使用的方法和背景作一个简要的介绍。

12.3.6.1 背景概述

从稳定分析结果可知，该铅锌矿尾矿坝在总体上是属于稳定的，但局部渗流破坏现象也是非常突出的，如不进行治理，也会威胁尾矿坝的安全，局部渗流破坏的根源在于坝体浸润线过高，且又缺乏有效排渗设施。所以拟定病害的治理对策应以抓好排渗工作为重点。根据银山该铅锌矿尾矿坝实际情况，经过对几种排渗方案的技术可行性和经济合理性的比较论证后，建议该铅锌矿尾矿坝采取以土工布包卵石纵向盲沟排渗为主的排渗处理方案。此建议得到采纳后，由中国科学院武汉岩土力学研究所负责进行排渗处理工程试验研究。研究的主要目的和内容为：

(1)根据土工布排渗反滤设计准则，选择适当型号的土工布产品，并通过室内试验检验其性能是否满足设计要求。

(2)对盲沟开挖工艺、设置方式、排渗反滤效果进行现场试验研究，提出以土工

布包卵石纵向盲沟排渗方案的可行性研究报告。

尾矿坝工程勘察结果表明，该铅锌矿尾矿坝坝体材料主要由：尾细砂、尾粉砂、尾亚砂、尾轻亚粘、尾重亚粘及尾矿泥等六种组成。尾矿库、坝座落于广泛分布的千枚岩和火山角砾岩等非可溶性硬岩上，坝基稳定，水文地质条件简单，岩体透水性弱。整个坝体材料粒径较细，渗水性差，致使整个坝体浸润线偏高，大部分尾矿砂处于疏松到稍密状态，在1号、7号和8号三个子坝出现连续性浸润线出逸和管涌及流砂现象，尤其在雨季管涌和渗砂现象明显增多，已在坝体内部形成许多大小不一的空穴，严重处曾出现坝表面塌陷，部分子坝坝脚处出现大面积的沼泽化。

从浸润线计算结果看，与实际调查基本相符，在子坝的好几处浸润线溢出坝面。这些现象严重地影响尾矿坝的安全，必须尽快进行加强排渗、边坡整修和局部加固等工作。

12.3.6.2 排渗方案的选择

尾矿坝排渗可达到以下目的：降低坝体浸润线；避免坝体表面沼泽化防止各级子坝坝脚处发生管涌和流砂现象；使坝体内的渗水按指定的位置排走，增加坝体的稳定。目前，国内尾矿坝排渗处理通常采用的方法主要有以下几种形式：

(1)水平垂直钻孔联合排渗

该方法是利用垂直排渗井和水平排渗引水管联合进行排渗，如图11—1所示。该方法特点是排渗效果明显，后期管理简单，尤其适用于坡度较陡，浸润线出逸严重的坝体，目前已有某些矿山部门采用，但该方法施工难度大，对坝体形状要求高，要用有较高的打井和顶管施工技术，工程造价较高，尤其不适用于边坡较缓的尾矿坝。对该铅锌矿尾矿坝来说，适用性较差。

(2)轻型井点排渗

该方法是采用轻型井点技术，利用真空(负压)抽吸地下水来降低浸润线，达到消除管涌和沼泽化的目的。该方法的特点是技术较易掌握，施工简单，排渗效果明显，但工程造价高，尤其是后期管理麻烦，维修费高，排渗系统受外部条件影响较大，一旦由于停电或机械故障引起井点停止工作，则浸润线迅速回升。已有若干矿山采用这种方案。

(3)纵向盲沟(管)排渗

该方案是在浸润线出逸线的近处，开挖一排渗深沟，然后设置排渗反滤体，实现地下水自流排渗，如图11-3所示，达到降低浸润线，消除管涌和沼泽化的目的，该方法特点是灵活性较大，工程费用低，排渗效果好，后期管理简单。

针对江西某铅锌矿尾矿坝的具体情况，采用纵向盲沟排渗方案是比较合适的。一方面，该方案工程造价较低，又能达到排渗目的，管理较简单。另一方面，施工技

术相对简单，在排渗盲沟施工同时，又可对局部不稳定的子坝进行加固。

方案中，采用以土工布代替常规砂卵石排渗反滤设施，这样将大大节省工程开支，简化施工工艺，保证排渗效果。在全面实施以前，须在室内进行土工布淤堵实验，同时对盲沟施工工艺和排渗效果进行现场试验。

12.3.6.3 现场排渗试验研究

12.3.6.3.1 纵向盲沟排渗试验段现场试验

8# 子坝位于该铅锌矿尾矿坝的中部由缓到陡的变坡处，浸润线出逸较为严重。坝体表面出现大面积沼泽化，多处存在大的管涌和流砂现象。针对这一情况，把试验工程安排在 8# 子坝西段 80 米范围内进行。

在试验初期，由于没有采取排水疏干措施，施工条件十分恶劣，沟壁出现大范围塌陷。盲沟实行强行开挖，尾矿砂处于流动状态，给施工及土工布的设置带来了很多困难。严重影响了盲沟施工质量和进度及排渗效果。

施工结束后，通过预先设置的 7 个浸润线观察孔观察得知，上、下游的浸润线略有下降，平均为 0.3～0.5 米，见表 12.5。

从表 12.5 来看，浸润线下降 0.3～0.5 米左右，未能达到设计浸润线降 1.5 米左右的要求，虽然在坝面上基本消除了管涌和沼泽化现象。但是由于强行开挖施工条件，施工质量未得到保证，严重影响了排渗效果。为了解决施工中的降、排水问题，提出了采用轻型井点预疏干法参与盲沟施工的方案。

表 12.5　　第一期排渗工程浸润线变化情况

观察日期 \ 孔号	1	2	3	4	5	6	7
89.10.23	81.59	82.41	84.52	81.20	81.01	80.86	79.93
89.11.06	81.56	82.40	81.49	81.21	80.99	80.63	79.94
90.01.16	80.23	82.23	84.25	80.85	80.58	80.25	79.60
90.02.25	81.22	82.11	84.20	80.86	80.65	80.26	79.60
90.04.18	81.52	82.40	84.49	81.15	81.03	80.45	79.87
90.06.02	81.67	82.95	84.79	81.30	81.08	80.67	79.99

12.3.6.3.2 轻型井点预疏干现场试验研究

在总结第一期排渗盲沟施工试验经验教训的基础上，为解决施工中降、排水问题，在 8# 子坝东端 65 米长的范围内进行了轻型井点预疏干的排渗盲沟施工和竣

工后运行的现场试验。轻型井点预疏干法是保证排渗盲沟顺利进行施工的一个关键环节，盲沟设置完工后则将轻型井点设备撤离。

1. 轻型井点预疏干法

该方法是由地表的射流泵，造成的负压(真空)通过总管和井点管传导到埋入地层的多孔花管过滤器，通过井点管及过滤器，将井点管中及过滤器的水抽出。由于是强迫抽水，泵所形成的负压可以传导到过滤管周围的含水层。使含水层中的水分沿重力和负压合力的矢量方向流动，并汇入井点过滤管。每个景点都形成一个负压影响范围，各负压影响范围连接起来，可形成一道真空墙，起截断水流和降低地下水位的作用，实现开挖体预疏干的目的。

在开挖断面上游 1 米处，用轻型井点抽水，临时降低局部浸润线，使开挖部分处于地下水位以上，保证盲沟开挖、土工布设置，得以顺利进行。一旦施工完毕，即撤去井点设施，盲沟就成了永久的排渗设施。整套设备由上海市市政二公司机修厂研制，详细材料、设备见表 12.6。

2. 轻型井点施工

①施工现场的"三通一平"

为顺利地进行井点施工，对现场进行三通一平工作，水、电连通至 8# 子坝坝脚处，同时在坝脚处开辟一条约 4～5 米宽的井点和盲沟开挖场地。

②设置轻型井点

为保证轻型井点有足够的真空度，同时在满足疏干的需要后顾及 8# 子坝坝脚处的具体条件，选择井点抽水线距离开挖断面 1 米左右，且距坝脚预留 1 米左右的距离便于三角冲孔的安装。

表 12.6　　轻型井点主要设备、材料

设备名称	型　号	性　能	数　量	用　途
导杆冲枪	自制	15KW	一杆	冲孔
多级泵	自制	7.5KW	一台	冲孔
射流管	自制	5 寸	一台	抽水
总管		1 寸	5 根(每根 2 米)	
井点管				抽水
透明塑料联			50 套	抽水
连管			50 套	
压力表			两只	观察工作压力作用

轻型井点成孔开始，先开挖 0.5×0.5(m)断面排浆沟，利用导杆冲杆成孔。上下，左右提升，摆动冲松，等成孔到设计深度 6.5m，立即放入连接好的井点管，为保证井管达到预定的深度和居于中央，防止孔壁倒塌。迅速往井孔中倒入清洗河砂直到离地面 0.5～1.0 米左右后，改用粘土回填封孔，确保每个井点管具有足够的真空度。待下段一批井点管埋好后，连接总管进行试抽，检查出水情况和射流泵、总管的工作情况。

③井点试抽

为了检查设置的井点是否符合要求，弯头与透明塑料管连接处是否产生漏气现象，过滤花管滤网是否正常工作，要求每成一组孔(5～8 个)后，进行试抽。试抽结果表明，本次设施井点管均符合设计要求，成孔率达 100%。出水情况良好，开机之后一分钟内的出水是带少量细砂的浑水，数分钟后，出现不带砂的清水，并达到预期的疏干效果。

3. 盲沟施工

原设计拟采取单排井点疏干。但由于该铅锌矿尾矿坝水平渗透系数大于垂直渗透系数，尾矿坝堆积过程中的少量薄矿泥层对疏干效果有很大影响，甚至出现上部已疏干，下部也疏干了，但中间局部约 10 厘米厚处仍处于饱和状态。为此，我们采用双排抽水及加深盲沟开挖到设计深度 2 米后，按设计要求设置土工布，回填卵石，然后进行土工布缝接，缝接宽度不小于 20 公分。

§ 12.4 结语

对于尾矿坝的加固治理，包括主动治理降低尾矿坝的浸润线和被动加固，主动治理降低浸润线就是采取排渗降水措施，降低水位的治理方法。被动加固措施为被动加固，提高尾矿坝坡的抗滑阻力，如抗滑桩，振动压密等等加固措施。尾矿坝的加固治理措施有很多种，且随着新型的土工材料和施工技术的发展而变化，选择范围也会越来越广。但是对与尾矿坝治理或是加高扩容过程中的加固，都应该遵循以下原则：首先应针对具体的筑坝地质情况、安全使用要求等，根据尾矿坝的工程勘察资料、地震地质资料(含水文资料)，经抗滑和渗透稳定性计算分析，确定抗滑和渗透坝体稳定条件，明确加固与治理范围与加固治理要求。再对拟选用的多种方案进行可行性研究，提出加固治理方案的可行性比较，并经过技术经济效果分析，优选加固治理方案，最后确定加固治理方案及施工图设计，从而为尾矿坝的治理或是加高扩容的加固治理施工提供准确可行的设计文件。

第十三章　尾矿坝的长期安全监测

§ 13.1 前言

尾矿坝是一种特殊的水工构筑物，由于坝体结构松散、抗变形、抗液化能力差，多少年来，国内外溃坝事故时有发生，给人类造成的危害和损失是惨重的。因此，为了防患于未然，建立长期安全监测系统，对于及时了解大坝的运行状况和指导筑坝都是有益的。

尾矿坝在坝体不断加高以及库区水位上升等因素影响下，其内部应力和表面形态都将发生变化，而有的变化难以通过肉眼进行观测和定量分析，必须采用仪器设备进行观测。尾矿坝在堆筑过程中因上部载荷的增大，将导致坝体的内应力发生变化，从而引起坝体内部土体的进一步固结、位移，以及可能伴随有的渗漏、坍塌等不良工程现象。为获取坝体变形信息，必须对大坝进行变形观测，以便及时发现和预测潜在的问题和危机，从而采取有效的治理措施，确保坝体的安全运行。传统的变形观测是利用观测仪器把观测数据抄到手簿上，然后进行计算。手工操作耗时，工作量大，不能及时了解尾矿坝当前的运行情况。为了实时评判尾矿库的安全状态，及时发现隐患，必须建立变形监测信息系统，以便定期地收集尾矿库的运行监测资料，然后把变形观测的数据导入到计算机，使监测数据得到及时的分析处理，从而帮助领导进行决策。

目前国内在尾矿坝上采取的监测手段有以下几种：① 浸润线观测；② 坝体变形观测（包括坝面水平位移和垂直位移）；③ 库内水位、干滩长度观测；④ 坝内孔隙水压力观测等。另外，为了提高尾矿坝的安全监测水平，弥补尾矿坝内部变形观测的不足，国内已经有人将测斜仪应用到尾矿坝内部水平位移观测上，这对及时了解大坝运行状况是很有意义的。

§ 13.2 安全监测类别

13.2.1 坝面位移观测系统

13.2.1.1 坝面垂直位移

坝面垂直位移指坝面沉降或上升。为了测定坝面垂直位移，需要在远离变形区的稳固地点设置水准基点，并以它为基准推算变形区观测点的垂直位移。为了操作和分析便利，一般将水平位移与垂直位移的观测标志设在同一个观测点上。坝面垂

直位移一般采用精密水准仪，用水准测量的方法测定观测点的高程。

13.2.1.2 坝面水平位移

坝面水平位移主要是指垂直于坝轴线方向的水平位移。观测坝面水平位移的方法较多，使用较多的有前方交会法和视准线法。为了提高前方交会测量的精度，测站距离观测点不应太远，应能构成良好的交会图形。视准线法的工作量较小，操作简便，而且整理的成果很直观。

13.2.2 测斜观测系统

测斜仪是由一带有导轮的测头、电缆、测读仪和测斜管等组成，图 13.1 是数字显示滑动式测斜仪的照片。

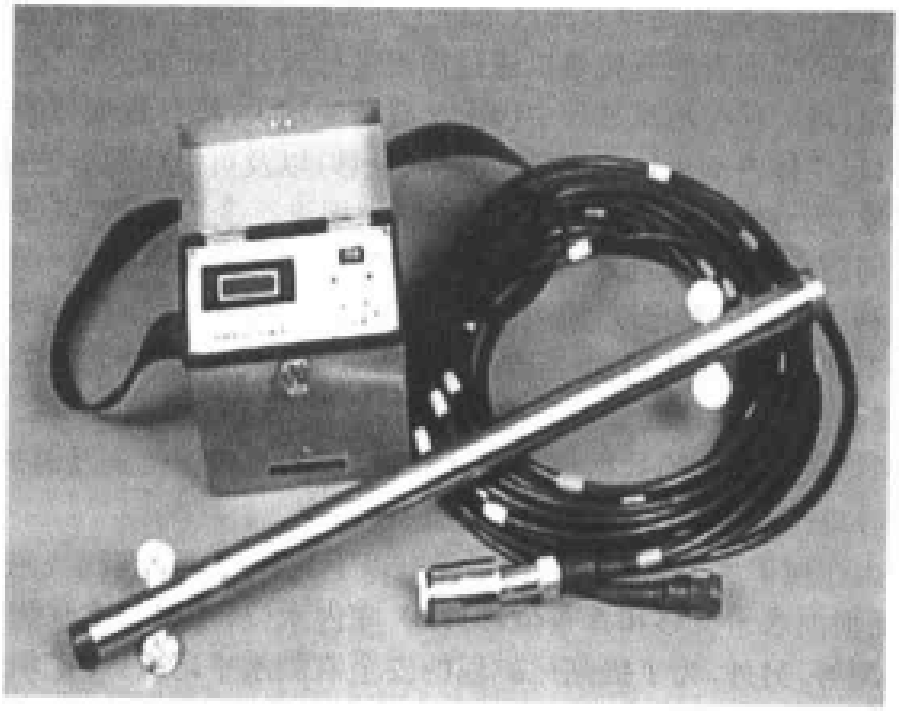


图 13.1 数字显示滑动式测斜仪

它是用伺服加速度计作为敏感元件的数字显示滑动式测斜仪，其工作原理见图 13.2。测头在测斜管内工作，测斜管在坝体内部。管内的导槽方向要对准欲测变形方向。对于尾矿坝，一般是一对导槽方向垂直坝轴线，一对导槽方向平行坝轴线，这样坝体变形时，测斜管随之发生倾斜[107]。如果用测头逐段量测倾斜变化，就可得到测斜管每段的水平位移增量。即：

$$\Delta_i = L \cdot \sin\theta_i$$

式中，L 为测头的轮距，常见的测斜仪该值为 500mm；θ_i 为倾斜角。

通过不同时间观测测斜管内相应位置的读数变化和深度累计变化值，就可测

得测斜管口及不同深度处的水平位移量(或称挠度值)。即：

$$\delta = \Sigma\Delta_i = \Sigma L \cdot \sin\theta_i$$

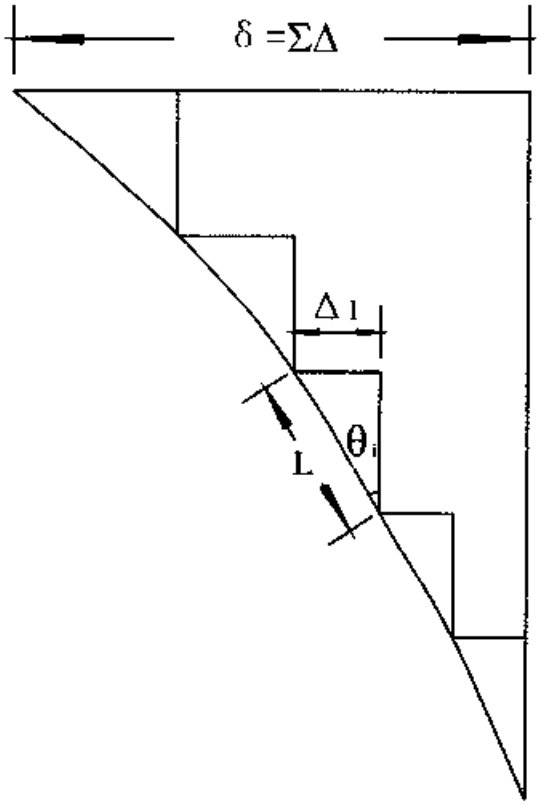


图 13.2 测斜仪工作原理示意

由于测斜管是埋在尾矿坝的坝体之内，底端应设置在坝基深部，近似于固定，测斜臂上部相当于自由端，加之对于一般尾矿坝，埋下的测斜管长度均较大，可认为其自身刚度几乎为零，测斜管随坝体一起移动，由测斜管测得的位移就是坝体的位移，这样就可以通过测斜臂测得不同时期坝体内部各部位的位移大小、方向和位移速率。

13.2.3 浸润线观测系统

尾矿库是由尾矿材料和尾矿水构成的，所以尾矿库浸润线的埋深及其变化情况将直接影响坝体的安全，故尾矿库的浸润线观测是一个基本的观测项目，对尾矿坝的安全预报起到很大的作用。

一般的浸润线观测系统由多个观测孔组成，要求定期记录每个观测孔的水位，从而分析尾矿库坝体地下水位变化情况以及其对坝体安全的影响程度。国内多数尾矿库目前设置的浸润线观测系统仍用人工记录和整理数据，尾矿库的浸润线的

自动化观测和数据采集系统是比较理想的观测系统，但是费用较高。如何开发出经济实用而又便于保护的自动化观测系统是尾矿坝研究的一个发展方向。

§ 13.3 安全监测方案

尾矿坝在运行过程中，其坝体表面和坝体内部的孔隙水压力和浸润线都会随着坝体的堆高而发生变化，掌握尾矿坝的这种变化有利于了解坝体的运行情况和稳定性状态，可以提高尾矿坝的安全管理水平。尾矿坝变形以及浸润线的监测主要包含以下项目：水平位移、垂直位移、浸润线位置以及孔隙水压力观测。浸润线和孔隙水压的监测主要目的是了解尾矿坝内的浸润线情况和坝体的固结情况。变形监测的内容应视变形观测系统的类型、性质以及设站观测目的的不同而异，它要求有明确的针对性。做到全面考虑，从而能准确地反映信息的变化状况，达到安全保护的目的。

浸润线和孔压的监测一般将观测点设置在尾矿坝的勘探剖面上，根据在每个剖面上的观测点的观测结果可以了解浸润线的埋深情况，结合每个剖面的观测结果就基本上可以了解坝体的浸润面的分布情况。而每条剖面上的孔压监测则可以判断尾矿材料的固结情况，从而可以间接地了解其对坝体稳定性的影响。坝体变形监测一般将观测点设置在尾矿坝的断面表面上，监测结果可以反映尾矿坝每个断面的位移情况，其监测结果是坝体稳定性的重要判据之一。图 13.4 是江西某铜矿尾矿坝的沉降位移观测和浸润线观测孔平面布置图，具有一定的代表性，其他尾矿坝的监测系统可以此作为参考，但还要结合各尾矿坝的实际情况而定。该尾矿坝浸润线、孔压、位移和沉降观测结果将在下面小节有详细介绍，在此不再赘述。

§ 13.4 浸润线监测实例

13.4.1 浸润线监测网的设置与观测情况[16]

浸润线位置的高低及其变化对尾矿坝的安全稳定性影响很大，为了随时掌握浸润线的动态，须建立浸润线监测网。本节及下一节都是以江西某铜矿尾矿坝的监测系统为实例进行讲解。该尾矿坝的浸润线监测系统于 1990 年开始建立。在坝体上布置四个观测剖面，各剖面之间相距 50m，其中 II — II 剖面的位置于 2－2' 勘测剖面的位置相同，剖面编号顺序自坝北头向坝南头由小到大。(与勘测剖面编号顺序相反)，观测孔孔口高程分别为 22m，27m 及 30m，观测孔平面布置见图 13.3。

各孔在距坝面 6m 左右深处埋设钢弦式孔压计，然后换算出各测点对应的水头

高度，作为坝体中该点的浸润线特征点。

从 1990 年 7 月至 1993 年 8 月，一般坚持每十天观测一次，整理后的观测结果见表 13.1。

1993 年 8 月孔压计频率显示失效，故于 1993 年 13 月重新埋设常规浸润线观测管。观测点除设置在原孔压计测点外，还在 39m 高程增设了四个测点，自 1993 年 12 月 22 日至 1994 年 5 月 7 日共观测了十次。数据经整理后列于表 13.2 中。

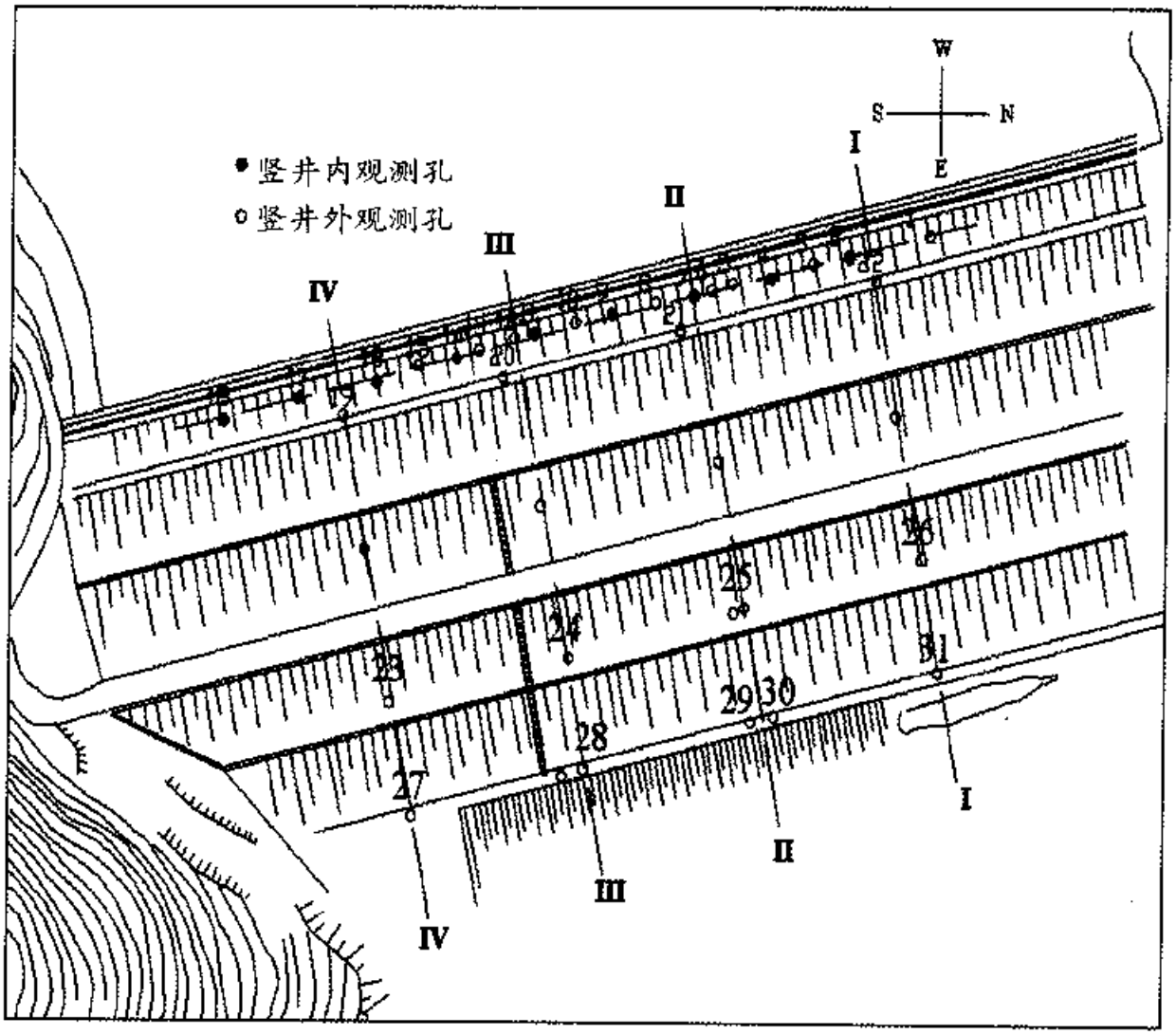


图 13.3 浸润线观测孔平面布置图

表 13.1　　由孔压计测量数据换算的浸润线深度(单位:m)

测点地面高程		22m		27m		30m	
剖面编号	时间	变化范围	平均值	变化范围	平均值	变化范围	平均值
Ⅰ－Ⅰ	90年	3.30～4.62	4.22	4.64～6.37	5.82	3.64～4.15	3.78
	91年	4.42～4.62	4.56	4.48～4.67	4.60	3.15～4.18	3.65
	92年	4.34～4.63	4.50	失效		2.0～4.2	2.94
	93年	4.18～4.34	4.26	失效		0.96～2.10	1.27
Ⅱ－Ⅱ	90年	3.56～4.23	3.89	2.95～3.90	3.39	2.90～3.89	3.27
	91年	3.19～3.82	3.58	3.32～3.71	3.48	2.96～3.89	3.37
	92年	3.00～3.56	3.32	2.72～3.42	3.10	3.27～4.24	3.63
	93年	2.98～3.25	3.09	2.49～3.04	2.62	3.57～3.90	3.79
Ⅲ－Ⅲ	90年	3.78～4.83	4.52	3.97～4.17	4.06	3.16～4.43	3.53
	91年	3.21～4.65	3.95	失效		2.85～3.45	3.14
	92年	3.74～4.02	3.89	失效		1.97～3.90	2.79
	93年	3.45～3.98	3.63	失效		1.90～2.14	2.04
Ⅳ－Ⅳ	90年			3.19～4.10	3.88	2.31～4.53	3.51
	91年			3.19～3.55	3.38	1.58～2.46	2.08
	92年			2.30～3.23	2.73	-3.6～2.55	
	93年			2.30～2.67	2.56	0.91～1.06	0.98

表 13.2　浸润线观测结果(93 年 12 月 22 日～94 年 5 月 7 日 单位:m)

剖面号 \ 孔口高程 \ 测量深度	22m			27m			39m		
	孔号	范围值	平均值	孔号	范围值	平均值	孔号	范围值	平均值
Ⅰ－Ⅰ	31	5～6.5	5.8	26	2.5～4	3.7	22	2.5～4.5	3.9
Ⅱ－Ⅱ	30	4～4.5	4.5	25	3.5～4.5	3.9	21	3～4	3.6
Ⅲ－Ⅲ	28	3～5	3.4	24	3.5～4	3.6	20	3～4	3.4
Ⅳ－Ⅳ	27	2～3	2.5	23	2～5	1.9	18	2～3.5	2.3
	综合平均 4.1			综合平均 3.6			综合平均 3.3		

13.4.2 浸润线情况分析

1. 根据孔压计(埋深 6m 左右者)观测数据可以看出,从 1990 年 7 月至 1993 年 8 月期间,9 个正常测点中,有 7 个测点的平均浸润线深度呈逐年减小趋势,减小幅度不等,小者约 0.8m,最大者达 2.53m,有一个测点平均深度基本未变,还有一个测点平均深度增加了 0.52m。

2. 据 1993 年 8 月最后一次观测结果,当时浸润线深度多在离坝面 3m 左右,9 个有效测点中,浸润线深度 h 分布情形如下:h>4m 者 1 点,h 介于 3m 与 4m 之间 3 点,h 介于 2m 与 3m 之间 3 点,h 介于 1m 与 2m 之间 1 点,h 小于 1m 者 1 点。

3. 从表 13.2 中可以看出,从 93 年 12 月 22 日至 94 年 5 月 7 日,由浸润线观测孔直接测量的浸润线深度平均值h'分布情形如下:h'>5m 者 1 点,h'介于 3m 与 4m 之间者 8 点,h'介于 2m 与 3m 之间者 2 点,总起看来h'一般在 3m 多。

4. 两种不同测试方法测量结果有明显的差异。由孔压计量测数据推算的浸润线位置比直接在浸润线观测孔量测的水位要高一些,各测点高差幅度不等。少者相差 0.5m,多者相差可达 1.5m。其原因是由于孔压计量测的压力为坝体中一点局部的孔隙水压力,而浸润线观测塑料花管有孔的部位达 1.5m 长,测量值表示一个混合水位,如坝体为均匀透水介质这两种方法测量结果应当相同,因尾矿沉积常含细粒不透水夹层,使坝体内孔隙水压力分布变得比较复杂;局部轻度承压现象可能相当普遍的存在。从浸润线实际意义来看,应以浸润线观测孔直接量测花管内水位为准。

5. 从表 13.2 还可以看出,浸润线深度自坝的北头到南头,有逐渐减少之趋势。

此趋势在初期坝表现尤为明显。其原因可能与坝基土层埋藏分布有关。洪积砾石土层在Ⅰ－Ⅰ剖面(即3-3'勘测剖面)及Ⅱ－Ⅱ剖面(即2-2'勘测剖面)均厚约4m，在Ⅲ－Ⅲ剖面(即1-1'剖面)，砾石土层明显减薄，且砾石土层顶上面多了一层坡积含砾亚粘土，因为砾石土层上部为含水透水层，含砾亚粘土则基本上不透水。所以Ⅲ－Ⅲ剖面的浸润线就抬高了。

§ 13.5 坝体沉降位移监测实例

13.5.1 观测网设置及观测实施情况

为掌握坝体变形情况，在尾矿坝初期坝标高18m、22m，堆积坝标高27m、33m处平行坝轴线布置了4条观测线，共44个沉降位移观测点，观测点间距为22.5m，其布置情况如图13.4所示。

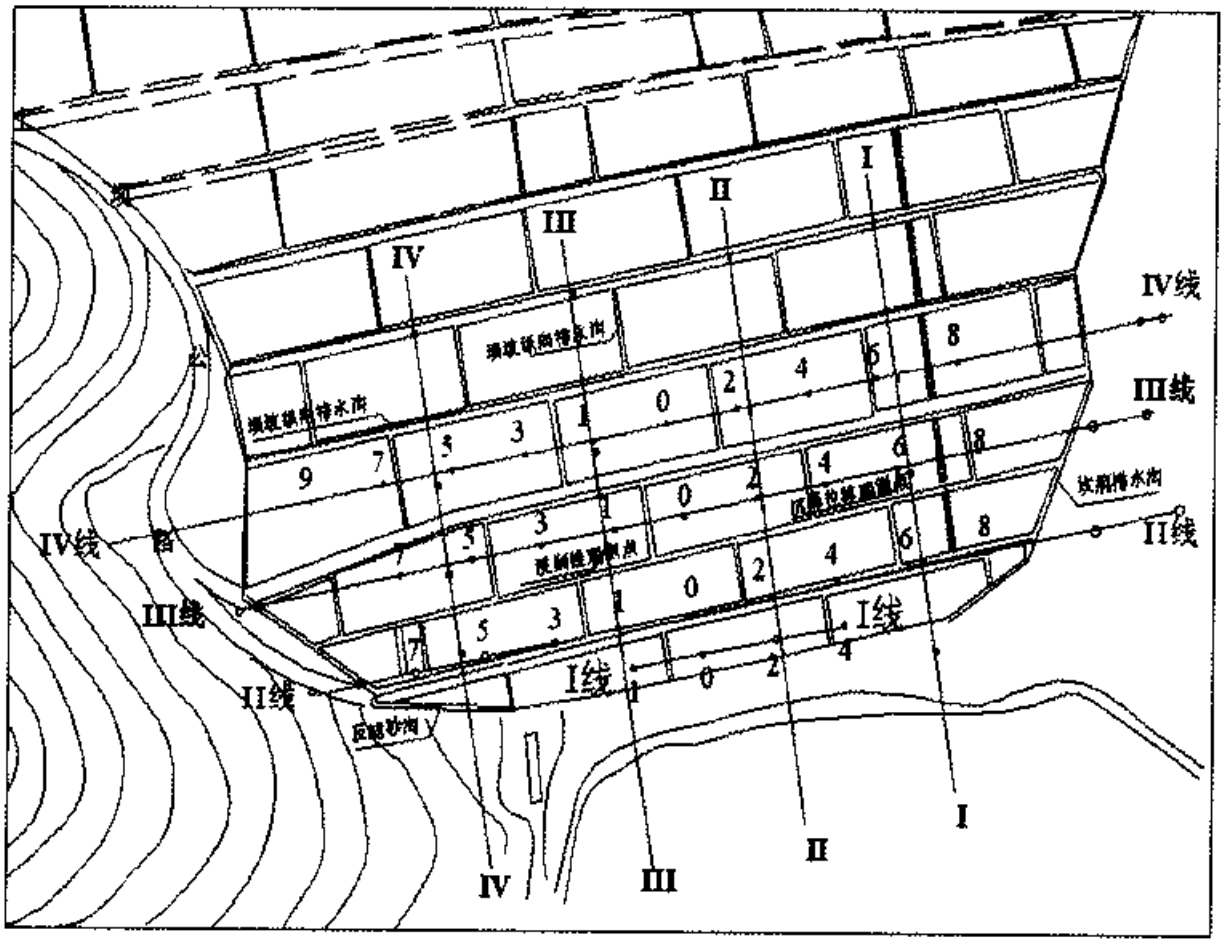


图13.4 江西某铜矿尾矿库沉降位移观测、浸润线观测位置布置图

沉降观测采用 N3 精密水准仪，从水准点按四等水准测出各观测点高程，以后的高程测量是分别从各观测点南头控制基点开始以四等水准精度经观测点联测闭合到北头控制基点上，以观测其高程变化。位移观测则是采用 DI5 光电测距仪测出已观测点至基点的水平距离和偏角，每一测点进行往返两次测量，观测点与控制基点联线宰割观测基线投影的变化及偏距的变化即为各观测点的纵向、横向位移的观测值。横向位移为 E、W 方向，纵向位移为 S、N 方向，坝体下游方向为 E。

变形观测从 1990 年 7 月开始。按原计划位移观测每季度一次，沉降观测每月一次，基本稳定后，每季度观测一次，发现异常时增加观测次数，但实际上观测时间间隔很不正规，沉降观测有时间隔为半年，而水平位移观测有时间隔甚至达一年之久。

根据尾矿坝的变形观测结果，将其整理成表 13.3 和表 13.4 以及图 13.5、图 13.6、及图 13.7。

表 13.3　　江西某铜矿尾矿坝水平位移观测数据表

观测线号	观测日期 \ 观测点号 位移值 (mm)	9	7	5	3	1	0	2	4	6	8
I	90.12.5										
	90.7.13					N1E4	S2E3	N3E7	N2E4		
	91.7.4					N4E7	S2E9	S1E10	N5E4		
	93.1.3					S2E9	S7E13	S9E11	S2E8		
	93.4.6					N2E5	S6E6	S4E7	E6		
	93.3.2					N4E7	S2E4	S4E7	S2E6		
II	90.12.5		N4	N6W2	N2	S3	N2W3	N2W3	S1E1	S2W4	N8W2
	90.7.13		E5	N6E6	S2E5	S4E4	S4E4	S3E5	S5E7	S6E4	S1E3
	91.7.4		N1E8	N6E3	N3E4	E6	E2	N3E4	N1E5	E5	E6
	93.1.3		S5E5	S2	S3E4	S3E6	S6E4	S4E5	S3E5	S2E4	S5E4
	93.4.6		S4E6	N2E1	S2E10	S2E6	S6E4	S3E6	S6E7	E6	S8E9
	93.3.2		N2E8	N5W6	W1	N1E5	E2	N3E6	S3E4	S2E2	E4

续表：

III	90.12.5		S8E1	S11E4	S7E10	S6E6	S8E7	S3E6	S3E4	S1E2	S3E1
	90.7.13		S1E4	S6E12	S3E20	S1E15	S2E14	N3E13	E11	N2E6	N2E7
	91.7.4		S1E8	N2E21	S1E2	N1E28	S4E22	N5E20	N1E16	N4E12	E14
	93.1.3		S10E1	S13E20	S13E41	N13E39	S13E38	S5W44	S7E22	S27E12	
	93.4.6		S8E7	S11E23	S10E40	S25E33	S11E28	S4E27	S7E21	N2E16	
	93.3.2		S6E28	S9E43	S9E51	S3E52	S10E45	N1E57	S8E31	N1E25	
IV	90.12.5	N5E7	E7	N1E6	N1E5	S2E4	E2	N2E2	S2W3	S4E1	S4E3
	90.7.13	N14E24	N2E23	N6E15	N6E9	N5E9	N2E8	N7E6	S2W3	S8E6	S7E15
	91.7.4	N24E33	N5E36	N13E18	N8E17	N11E10	N2W1	N2E2	S7W4	S17E5	S18E24
	93.1.3	N11W18	S6E66	N2E78	N1E41	E20	S8E12	E6	S12E2	S20E12	S21W9
	93.4.6	N22E35	N2E40	N9E27	N9E27	N19E7	N2E4	N6E8	S6E2		S16E30
	93.3.2	N19E45	S3E53	N7E36	N8E45	N6E25	S1E12	N4E17	N11E7	S21E18	S21E37

表 13.4　　江西某铜矿尾矿坝沉降数据表

观测线号	观测日期 \ 观测点号 \ 沉降值(mm)	9	7	5	3	1	0	2	4	6	8
I	90.7.5					0	0	0	0		
	90.12.5										
	91.7.13					0	0	0	0		
	92.4.8					0	0	0	0		
	92.7.4					0	0	0	0		
	93.1.3					0	0	0	0		
	93.4.6					2.74	2.86	-1.19	1		
	93.12.21										
	94.4.21					-2	-2.1	-5.2	-1.7		

续表：

II	90.7.5		-0.9	-0.2	0	0	0	0	0	0	0
	90.12.5		-1.9	-1.2	-0.4	-0.6	0	-0.6	-0.4	-0.8	0.4
	91.7.13		-1.3	-0.6	0	0.6	1.3	-0.2	1.2	2.2	1.8
	92.4.8		0	0	0	0	1	0	1	2	1
	92.7.4		-0.3	-0.4	0.9	0.2	2.7	1.8	3	4.8	3.4
	93.1.3		0.7	0	0	1	1.7	0.9	2.4	3.8	3.6
	93.4.6		1.17	0.52	0.42	0.63	-1.23	0.67	2.12	3.77	3.02
	93.12.21		0.57	1.12	1.52	-1.03	0.33	0.27	3.52	5.27	4.82
	94.4.21		-1.4	0	0	-2.5	1.9	-1.6	2	3.6	2.7
III	90.7.5		-8.9	-2.2	-4.4	-1.8	-1.5	-11.9	-8.8	-1	2.4
	90.12.5		-16.2	-11.8	-19.7	-9.16	-8	-17.3	-4.8	-3.7	-8.2
	91.7.13		-18.5	-6.5	-8.6	-21.1	-14.1	-17.4	-32.8	-24.1	-2.06
	92.4.8		-26	-37	-48	-30	-23	-27	-14	-11	-33
	92.7.4		-32.8	-30	-55	-37	-29.9	-27.7	-16.7	-12.4	-38
	93.1.3		-31.9	-39.7	-59.1	-40.3	-33	-30	-21	-16.7	-43.6
	93.4.6		-2.97	-41.8	-60.8	-41.7	-33.8	-34.8	-28.1	15.8	-43
	93.12.21		-32.5	-48.8	-68.2	-48.4	-39.1	-37.9	-22.7	-19.1	-47.3
	94.4.21		-33.6	-62	-72	-52	-42.1	-40.5	-24.8	-21.5	-49.4
IV	90.7.5	-3	-3.6	-3.4	-3.4	-4	-3.1	-6.8	-2.2	-2.2	-2
	90.12.5	-13.6	-13.2	-13.9	-15.2	-17.5	-15.4	-19	-11.8	-10.7	-7.1
	91.7.13	-31.6	-34.3	-40.7	-48.4	-55.7	-45.7	59.2	-38	-34	-21.6
	92.4.8	-54	-58	-57	-66	-77	-66	-70	-54	-47	-30
	92.7.4	-51	-54.3	-67.8	-77.6	-87.4	-76.3	-81.8	-60.8	-52.2	-33.7
	93.1.3	-53.1	-57.3	-73.1	-82.6	-91.7	-79.5	-80.2	-62.8	-53.3	-37.7
	93.4.6	-58.3	-61.1	-78.7	-89.2	-98.1	-85.5	-85.9	-67.6	-57.4	-39.1
	93.12.21	-71.8	-69.8	-93.7	-106.8	-111.9	-96.3	-96.8	-73.1	-64	-43.6
	94.4.21	-75	-73.2	-98.4	-111.6	-116	-101.8	-105.1	-77.9	-67.2	-46.9

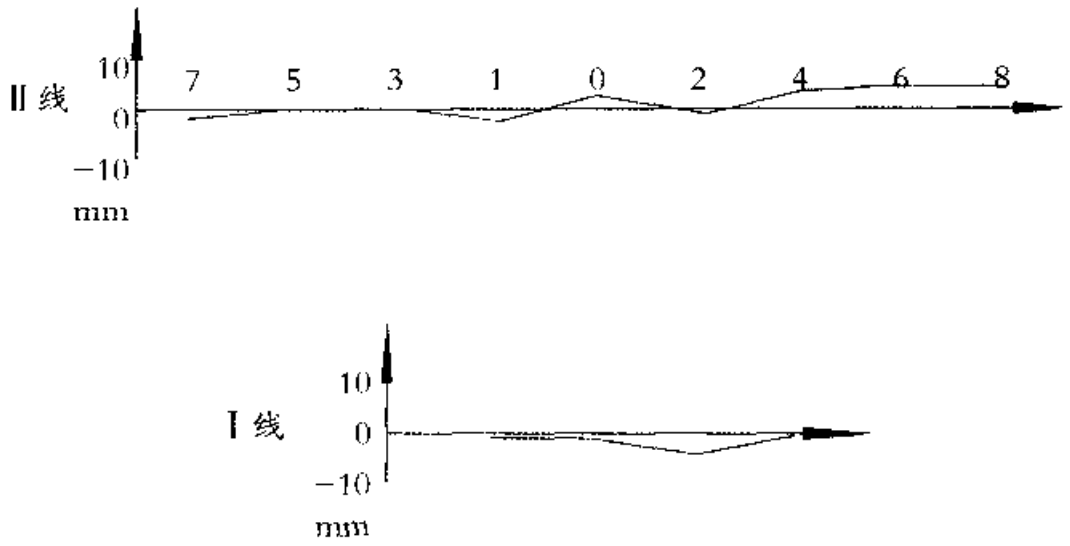


图 13.5 尾矿坝 I 线(标高 18m),II 线(标高 22m)沉降曲线图(90-7～94-4)

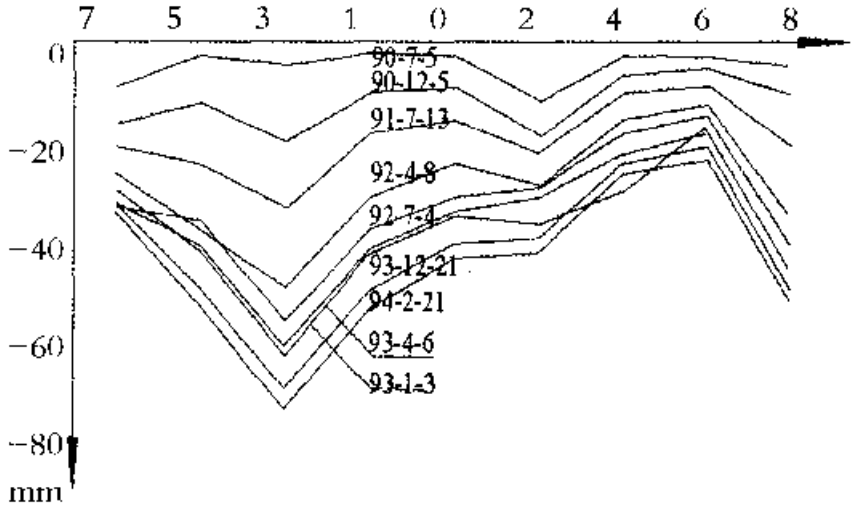


图 13.6 尾矿坝 III 线(标高 27m)沉降曲线图

13.5.2 坝体沉降观测资料分析

由沉降数据图表可以看出,I 线各点从 90 年 7 月至 93 年 1 月基本上无变化,93 年 1 月至 94 年 4 月累计沉降量最大达 5.2mm,由于测量误差本身就达 5mm,故由测量结果尚不能断定块石堆积棱体的下沉。II 线在 90 年 7 月至 94 年 4 月的沉降量亦极小,有 4 个点还升了 2～3mm,均在测量误差范围内。

III、IV线发生的沉降量较大,IV线的沉降量大于III线,这与III线、IV线都是设在堆积坝上,IV线的高程高于III线,固结时间短是相符的。III线的最大累计沉降为 72mm,发生在 3 号观测点处,最小累计沉降为 22mm,发生在 6 号观测点处。IV线的

最大沉降量为 116mm，发生在 1 号观测点处，最小累计沉降为 47mm，发生在 8 号观测点处。根据图表分析，Ⅲ线的沉降量最大之处在 3 号点，90 年 7 月～91 年 7 月和 91 年 7 月～92 年 7 月分别为 28mm 和 22.5mm，在 93 年 4 月～94 年 4 月间沉降量仅为 12mm，Ⅳ线 1 号点在 90 年 7 月～91 年 7 月和 91 年 7 月～92 年 7 月间的沉降量分别为 52mm 和 32mm，在 93 年 4 月～94 年 4 月间的沉降量为 18mm，衰减都比较快。从沉降量来看，尾矿坝的沉降并无异常之处。

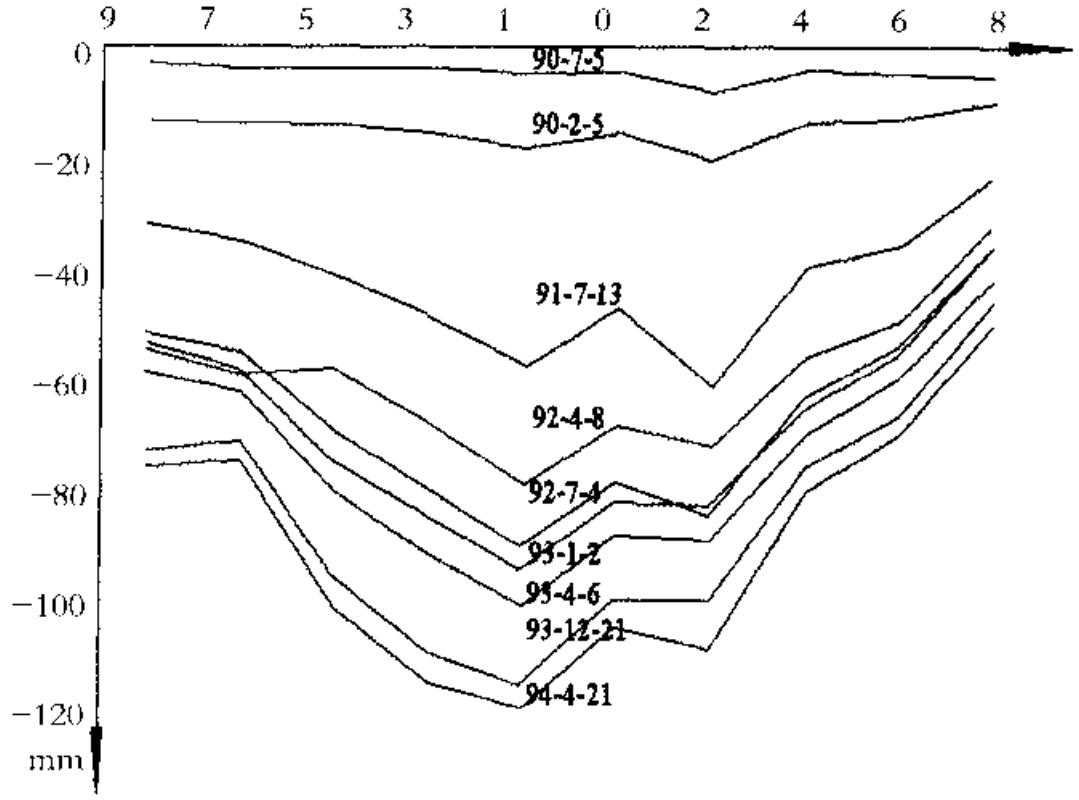


图 13.7 尾矿坝 4 线(标高 33m)沉降曲线图

§ 13.6 结语

通过对尾矿坝进行长期监测，可以为尾矿坝的管理和安全运行提供依据。还是以上面提到的江西某铜矿的尾矿坝为例，通过对监测数据进行综合分析，可得出如下结论：初期坝坝顶沉降，位移基本上稳定；初期坝外测靠近块石堆积棱体上方有向下游方向移动的趋势，但其数量级很小；堆积坝沉降呈明显的衰减趋势，90 年 7 月至 94 年 4 月的累计沉降以 27m 高程和 33m 高程的中偏南段为大，最大累计沉降为 116mm，不属异常现象；堆积坝坝体普遍向下游方向发生位移。其中以 27m 高程

的中段及33m高程的南段累计横向位移较大，目前其数量级为60mm左右，因水平位移速率未见明显增大趋势，属正常情况；总的来看，初期坝及堆积坝的沉降和位移情况无明显异常现象。今后须加强观测工作，并及时整理资料，正常情况下水平位移观测的时间间隔应规范化。以上的监测结论可以更好的服务于尾矿坝的运行。

在尾矿坝的安全监测自动化方面，作为首例的德兴铜矿2#尾矿坝安全自动监测系统的研究，在这一领域具有重要的意义，并取得了一定的成果。除了上述的监测实例以外，在尾矿坝的监测中比较常见的是孔隙水压力的监测，德兴铜矿2#尾矿坝安全自动监测系统中就设由孔隙水压力监测。

有一点需要指出的就是在孔隙水压力探头埋设工程中，最重要的是回填技术。工程中常用的回填方法有泥球回填法及土糕压力回填法。泥球回填法的回填效果与泥球质量及回填工艺有关。这种方法不适合埋深大于50m的孔隙水压力探头的回填，因为泥球在未到达回填点时就已经崩解，达不到回填要求。土糕压力回填法由中国科学院武汉岩土力学研究所首创，回填效果较好，但需要专用的压力回填器，回填工艺较复杂，适合在埋深小于30m、钻孔直径为108mm的情况下使用。对于埋深超过50m，甚至100m时，可以采用蒋卫东[108]等人首先提出的负压式"穿衣"泥球回填器技术。

尾矿坝的监测是一项应该大力推广和应用的技术，特别是自动化监测系统的实现，将会大大的提高尾矿坝的管理水平，从而更好的服务于矿山企业的生产。

参考文献

[1] 腾志国.关于尾矿坝地震稳定性的分析及评价[J].河北冶金,2003(1):16-17.

[2] 王凤江.上游法高尾矿坝的抗震问题 [J]. 冶金矿山设计与建设,2001(5):10-13.

[3] 张超.尾矿料动力特性及坝体稳定性分析[博士论文 D].武汉:中国科学院武汉岩土力学研究所,2005,5.

[4] 中国有色金属尾矿库概论编辑委员会.中国有色金属尾矿库概论[M].北京:中国有色金属工业总公司,1992.

[5] 魏作安.细粒尾矿及其堆坝稳定性研究[博士论文 D].重庆大学,2004,1.

[6] 祝玉学,戚国庆等.尾矿库工程分析与管理[M].北京:冶金工业出版社,1999.

[7] 徐宏达我国尾矿库病害事故统计分析[J].工业建筑,2001,1(31):69-71

[8] 卜训政.上游式尾矿坝安全隐患分析[J].化工矿物与加工,2001,6:22～24

[9] 彭承英.尾矿库事故及预防措施[J].有色矿山,1996,5:38-40

[10] USCOLD, Committee on Failures and Accidents to Large Dams, 1976, Lessons fromdam IncidentsUSA, ASCE/USCOLD.

[11] USCOLD, Committee on Dam Safety, 1988, Lessons from Dam Incidents, USA-II, ASCE.

[12] USCOLD, Committee on Tailings Dams, 1994, Tailings Dam Incidents, USCOLD.

[13] UNEP, 1996, Enviromental and safety incidents concerning tailings dams at mines, based on survey conducted by Mining Journal Research Services for UNEP.

[14] 中华人民共和国国家经济贸易委员会.尾矿库安全管理规定,2000,11.

[15] 中华人民共和国建设部.选矿厂设施设计规范(ZBJ1-90),1990,12.

[16] 尾矿设施设计参考资料编写组.尾矿设施设计参考资料[M].北京:冶金工业出版社,1987.

[17] 沈楼燕,魏作安.探讨矿山尾矿库闭库的一些问题[J].金属矿山,2002,6:47-48.

[18] 魏作安,尹光志,沈楼燕等.探讨尾矿库设计领域中存在的问题[J].有色金属(矿山部分),2002,4:44-45.

[19] 中华人民共和国冶金工业部.上游法尾矿堆积坝工程地质勘察规程(YBJ11-86),1986.

[20] 中华人民共和国建设部. 岩土工程勘察规范(GB50021-2001), 2001.
[21] 中华人民共和国建设部. 原状土取样技术标准(JGJ89-92), 1989.
[22] 南京水利科学研究院. 土工试验规程 SL237-1999 [S]. 北京:中国水利水 电出版社, 1999.
[23] 中国科学院武汉岩土力学研究所. 东乡铜矿尾矿库安全性分析评价报告[R], 2003, 12.
[24] 张建隆. 尾矿砂力学特性的试验研究[J]. 武汉水利电力大学学报, 1995, 28(6):685-689.
[25] 阮元成, 郭新. 饱和尾矿料动力变形特性的试验研究[J]. 水利学报. 2003(4):24-29.
[26] 中华人民共和国水利电力部. 碾压式土石坝施工技术规范, SDJ213-83, 1983.
[27] 中华人民共和国安全生产行业标准. 尾矿库安全技术规程, 2005.
[28] 张超, 杨春和. 某尾矿坝渗透和抗滑稳定性分析. 水利水电科技进展[J]. 2005, (S1). 39-42.
[29] Itasca Consulting Group Inc. FLAC-3D, Version 2.00, Users Manual (Volume V) [R]. USA: Itasca Consulting Group Inc, 1997.
[30] 陆士强, 王钊, 刘祖德. 土工合成材料应用原理[M]. 北京:水利电力出版, 1994.
[31] 孔丽丽, 陈守义. 武山尾矿坝无纺土工织物滤层化学淤堵问题初探[J]. 岩土工程学报, 1999, 21(4):445-449.
[32] 南京水利科学研究院. 土工合成材料测试手册[M]. 北京:水利电力出版社, 1991.
[33] 中国科学院武汉岩土力学研究所. 武山铜矿尾矿坝土工布滤层化学淤堵试验研究报告[R], 1997, 12.
[34] 陈守义, 赵凌. 一种孔隙水压力易于消散的尾矿泥[J]. 1992, 13(9):64 72.
[35] 陈守义. 尾矿坝细粒泥层内超静孔隙水压力的近似估算方法[J]. 1991, 12(3):45-55.
[36] 中国科学院武汉岩土力学研究所. 江西铜业公司银山铅锌矿尾矿坝稳定性评价和综合排渗处理研究[R]. 1992, 10.
[37] 王正宏, 土的固结与压缩, 土的工程性质 第三章(黄文熙主编), 水利电力出版社, 1983 年.
[38] Gibson R. F. The Progress of Consolidation in A Clay Layer Increasing in

Thickness with Time, Geotechnique, Vol. 8, No. 4, 1958.
[39] Schiffman R. L. Consolidation of Soil under Time-dependent Loading and Varying Permeability, Proc. Highway Research Board, Vol. 37, 1958.
[40] 郑颖人, 赵尚毅, 宋雅坤. 有限元强度折减法研究进展[J]. 后勤工程学院学报, 2005, (3): 1-6.
[41] 国家地震局. 中国地震烈度区划图(1990)概论. 北京: 地震出版社, 1996.
[42] 水工建筑物抗震设计规范 DL5073-200.
[43] 张超, 杨春和, 孔令伟. 某铜矿尾矿坝的尾矿砂力学特性研究及该坝的稳定性分析[J]. 岩土力学, 2003, 24(5): 858-862.
[44] 钱家欢, 殷宗泽. 土工原理与计算[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 1995.
[45] 中国科学院武汉岩土力学研究所. 江西铜业公司银山铅锌矿尾矿坝工程勘察与稳定性评价报告[R], 1989, 10.
[46] 中国科学院武汉岩土力学研究所. 武山铜矿尾矿坝稳定性评价与综合治理对策研究报告[R], 1994, 9.
[47] 中国科学院武汉岩土力学研究所. 银山铅锌矿尾矿库三期扩容尾矿坝稳定性补充分析报告[R], 2001, 12.
[48] 中国科学院武汉岩土力学研究所. 银山铅锌矿尾矿库三期扩容尾矿坝稳定性评价的进一步分析和讨论[R], 2002, 12.
[49] 中国科学院武汉岩土力学研究所. 永平铜矿小矿 2# 尾矿库安全性分析评价报告[R], 2002, 12.
[50] 中钢集团武汉安全环保研究院. 湖北省黄麦岭磷化工集团公司磷石膏库安全性分析评价报告[R]. 2005, 1.
[51] 王武林, 杨春和, 阎金安. 某铅锌矿尾矿坝工程勘察与稳定性分析[J]. 岩石力学与工程学报, 1992, 11(4): 332-344.
[52] 胡明鉴, 郭爱国, 陈守义. 某上游法尾矿坝抗滑稳定性分析的几点思考[J]. 岩土力学, 2004, 25(5): 769-773.
[53] 高大钊. 土力学可靠性原理[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1989.
[54] 张超, 杨春和, 徐卫亚. 尾矿坝稳定性的可靠度分析[J]. 岩土力学, 2004, (11): 1706-1711.
[55] 郑铎, 吴世伟. 土坝稳定可靠度分析方法初探[A]. 全国第三届工程结构可靠性学术会议论文集[C]. 南京, 1992, 612-617.
[56] 祝玉学. 边坡可靠性分析[M]. 北京: 冶金工业出版社, 1993.
[57] 包承刚. 关于岩土工程的可靠度问题[J]. 岩土工程师, 1992, (3): 6-14.

[58] Carson M A, Kirkby M J. Hillslope Form and Process [M]. Cambridge: Cambridge at the University Press, 1972.
[59] 徐茂其,张大泉. 斜坡稳定性综合评价探讨[A]. 自然边坡稳定性分析暨华蓥山边坡变形研讨会论文集[C]. 北京:1992, 112—117.
[60] 陈守义. 浅议上游法细粒尾矿堆坝问题[J]. 岩土力学, 1995, 16(3):70-76.
[61] 尹尉农. 全尾砂胶结充填技术的发展. 长沙矿山研究院季刊, 1992, (S1).
[62] 杨根祥. 全尾砂胶结充填技术的现状及其发展[J]. 中国矿业, 1995, 4(2).
[63] 孙恒虎. 关于全尾砂速凝固化充填材料性能的试验研究 [J]. 中国矿业, 1994, 3(2).
[64] 黄经厚. 尾矿筑坝工艺和理论发展探讨[J]. 湖南科技大学学报, 1986, 2(2).
[65] 王凤江. 加筋尾矿坝的极限平衡分析[J]. 西部探矿工程, 2003, (2):84-85.
[66] 王凤江, 王来贵. 加筋尾矿砂的连续增强区[J]. 岩土工程技术, 2004, (6):238-241.
[67] 尹光志, 魏作安, 万玲, 张东明. 细粒尾矿堆坝加筋加固模型试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, (3):1030-1034.
[68] 谢定义. 土动力学[M]. 西安:西安交通大学出版社, 1987.
[69] Seed H. B. Idriss I. M. Makdisi F. I. and Banerjee N. Representation of Irregular Stress Time Histories by Equivalent Uniform Stress Series in Liquefaction Analyses [R]. Report No. EERC 75-29, EERC, Univ. of California, Berkeley, California, Oct. 1975.
[70] Seed, H. B. and Idriss, I. M. (1971) Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential, J. Soil Mech. and Found. Div., ASCE, Vol. 97, No. SM7.
[71] Seed H. B. and Idriss, I. M. (1971) Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential, J. Soil Mech. and Found. Div., ASCE, Vol. 97, No. SM7.
[72] Seed H. B. and Idriss, I. M. (1970) Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses, EERC, Report No. 0-10, U. C. Berkeley, Calif.
[73] Seed H. B., Tokimatsu K., Harder L. F. & Chung R. M.. Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations [J], Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE, 1985, 111(12):1425-1445.
[74] 汪闻韶. 在某电厂地基饱和砂性土地震稳定性试验中提出的原理和方法[A]. 水利水电科学研究院论文集第 16 集[C], 北京:1984.

[75] 阮元成，郭新. 饱和尾矿料静、动强度特性的试验研究[J]. 水利学报. 2004 (1):67-73.

[76] 马斯洛夫. 土力学问题，1954 [M](李仁柄译). 北京：建筑工程出版社，1959，1-85.

[77] 汪闻韶. 在某电厂地基饱和砂性土地震稳定性试验中提出的原理和方法[A]. 水利水电科学研究院论文集第16集[C]，北京：1984.

[78] 汪闻韶. --个饱和粉质壤土的振动试验. 水利学报，1965(1).

[79] 汪闻韶. 土工抗震研究进展[J]. 岩土工程学报，1993，15(6):80-82.

[80] 黄文熙. 砂基和砂坡的液化研究[J]. 水利水电技术，1959(15).

[81] Casagrande A and Shannon W L. Research on Stress-Deformation and Strength characteristic of Soils and Soft Rocks Under Transient Loading. A Research Project Sponsored by The Pamama Canal. Publications from The Gradnate School of Engineering. Harvard University. No. 447. Soil Mechanics Series No. 31. 1947-1948.

[82] Taylor P.W. and Hughes A.M.J. Dynamic Properties of Fobsoils as Determined from Laboratory Tests [C], Proc. 3rd World Conference EarthquakeEngineering, 1965, Vol. 1196-199.

[83] R.K Taylor, G. R. Morrell. Fine-grained colliery discard and its susceptibility to liquefaction and flow under cyclic stress [J]. EngineeringGeology, 1979.

[84] Rauch Alan F. An Empirical Method for Predicting Surface Displacements Due to Liquefaction-Induced Spreading in Earthquake. [D], Virginia Polytechnic Institute and State University. 1997.

[85] rank L. Blackett. Liquefaction and Residual Strength of a Silty Sand Gold Mine Tailings.

[86] 姜涛. 尾矿坝砂土液化的简化判别方法，构筑物抗震. 北京：测绘出版社，1990.

[87] 高艳平，王余庆，辛鸿博. 尾矿坝地震液化简化判别方法[J]. 岩土工程学报 1995(5):72-79.

[88] 金晓媚，张杰坤. 尾矿土振动液化参数的研究[J]. 中国地质灾害与防治学报，1994(5):157-160.

[89] 阎金安，王武林. 尾矿砂的动力特性研究[J]. 岩土力学，1990，(4):69-74.

[90] 胡定，张利民. 土工抗震试验与分析[M]. 成都科技大学出版社，1991.

[91] 汪云满，宋月明，徐志宏. 上游法尾矿坝加高扩容的加固处理措施[J]. 矿业

快报, 2002, (18) : 13-15.
[92] 徐宏达, 范锡盛. 振冲法加固尾矿坝的研究与应用[J]. 工业建筑, 1993 (6) : 43-48.
[93] 杨玉访, 马宽昌. 尾矿库坝坡振冲加固的试验与应用[J]. 2004, (2) : 64-66.
[94] 李书涛, 余宏明. 尾矿坝排渗方法对比分析[J]. 水文工程地质, 2004, (6) : 94-95.
[95] 沈献林. 水平排渗技术在钟山铁矿尾矿坝上的应用 [J]. 金属矿山, 1998, (12) : 38-39.
[96] 崔兴国. 水平排渗法消除前峪尾矿坝溢水隐患 [J]. 黑色金属矿山通讯, 1989, (6) : 16-17.
[97] 陈守仁. 用水平滤管治理尾矿坝面沼泽化 [J]. 黑色金属矿山通讯, 1990, (2) : 4-6.
[98] 崔玉芸. 垂直水平联合自流排渗体设计、研究与施工[J]. 有色冶金设计与研究, 1992, (2) : 77-85.
[99] 崔玉芸, 沈楼燕. 垂直水平联合排渗体在良山铁矿尾矿坝加固工程中的应用和发展[J]. 有色冶金设计与研究, 1995, (3) : 11-16.
[100] 程吉林, 葛清海, 章臣平. 上游法细粒尾砂坝垂直水平联合排渗系统设计[J]. 金属矿, 2004, (4) : 72-74.
[101] 李建荣. 辐射井排渗在降低尾矿坝体浸润线中的应用[J]. 有色矿山, 2001, (6) : 42-43.
[102] 高集华, 王幼涛. 辐射井立体排水技术在尾矿坝排水工程中的应用[J]. 西北水资源与水工程, 1993 (4) : 54-59.
[103] 刘少明. 大型尾矿库坝排渗工程技术[J]. 矿业快报, 2002, 4 (7) : 6-8.
[104] 陈业建. 轻型井点在尾矿坝排渗盲沟施工中的应用 [J]. 有色矿山, 1994, (4) : 61-63.
[105] 李立本. 轻型井点法与自流排渗法在降低矿山尾矿坝浸润线中的应用[J]. 黑色金属矿山通讯, 1989, (3) : 15-17.
[106] 杨春和, 阎金安. 土工织物在尾矿坝排渗处理中的应用[J]. 水力发电学报, 1991, (4) : 64-68.
[107] 郭朝顺, 廖家俊, 赵东升, 毛卫东. 测斜仪在尾矿坝变形监测中的应用[J]. 勘察科学技术, 1996, (6) : 28-30.
[108] 蒋卫东, 李夕兵, 吴大志, 赵国彦. 德兴铜矿 2# 尾矿坝的安全自动监测系统[J]. 矿业研究与开发, 2003, (2) : 33-35.