



土的渗透稳定与渗流控制

刘杰 著

国家自然科学基金资助项目



水利电力出版社

土的渗透稳定与渗流控制

刘杰 著

国家自然科学基金资助项目

水利部科技专著出版基金资助项目

水利电力出版社

(京)新登字115号

内 容 提 要

本书是一本专门叙述土的渗透破坏原理及渗流控制,包括各类土的反滤层设计方法等方面的著作,其中阐述了一些新的研究成果及坝体防渗经验。内容包括土的渗透性质,无粘性土颗粒组成的类型与基本性质,无粘性土的渗透稳定特性及抗渗强度,粘性土的抗渗强度,设计反滤层的基本原理与方法,土石坝及地基的渗流控制六个部分。

本书可供从事土的渗透稳定性质及渗流控制研究人员和土石坝设计人员参考,也可供大专院校有关专业师生使用。

土的渗透稳定与渗流控制

刘杰 著

国家自然科学基金资助项目
水利部科技专著出版基金资助项目

*

水利电力出版社出版、发行

(北京三里河路6号)

各地新华书店经售

北京市京泰印刷厂印刷

*

850×1168毫米 32开本 6.75印张 178千字

1992年12月第一版 1992年12月北京第一次印刷

印数0001—2100册

ISBN 7-120-01671-7/TV·608

定价7.90元

序

渗流和渗流控制是土石坝工程中的一重要课题，直接关系到工程的费用与安全，为各界所重视。本书系统地介绍了作者30余年来从事土石坝工程渗透稳定和渗流控制问题的理论研究、室内外测试工作和工程实践的成果，并结合国内外研究资料和工程实例阐述了作者的观点、经验和方法。

作者在土的渗透稳定、渗流控制和反滤层设计等方面取得的卓越成就，不但对土石坝渗透稳定及渗流控制理论的研究有一定的发展和提高，而且已被实践所应用，发挥了显著的效益。相信本书的问世，将对土石坝的设计、施工和管理有较大的参考价值，对理论研究有一定的推动作用。

黄文熙

出版说明

书籍是人类进步的阶梯。科技图书集聚着科学研究和发明创造的成果，凝结着人们生产活动、科学实验的实践经验和聪明才智。当今，在振兴中华的“四化”建设中，要把科学技术转化为现实的生产力，科技图书的出版是一个重要的环节。它担负着传播科技信息，扩大科技交流，推广科技成果，普及科技知识，培养科技人才，积累科学文化，提高全民族科技意识和劳动者素质的重任，是科技事业的一个重要组成部分。

改革开放以来，我国的科技出版事业取得了飞速的发展。但在还很不完善的社会主义市场经济中，科技图书出版的合理经营机制尚未形成，“出书难、买书难、卖书难”一直困扰着许多科技人员和出版工作者。特别是一些专业性很强的科学专著，发行范围有限，出版更为困难，影响了科学技术的发展。广大知识分子在不断呼吁，出版界也竭力探索解决这一问题的途径。1985年以来，中央领导同志和中宣部曾多次指示，要求国家和各主管部门筹款，为专家学者撰写学术专著建立出版基金。其后，从中央到地方各类出版基金陆续建立，有力地推动了学术专著的出版。

水利在我国具有悠久的历史，对治国安邦起着重要的作用。新中国建立40多年来，水利建设事业取得了举世瞩目的成就，已成为我国国民经济的基础设施和基础产业，是发展工农业生产的命脉。为了支持水利科技专著的出版，以适应我国水利科研、设计、建设、管理、数学的需要，水利部于1991年9月5日向全国发布了《水利部科技专著出版基金试行条例》，拨出专款用于资助科技专著的出版，并相应地建立了出版基金评审委员会和办公室。

本出版基金主要用于资助有明显社会效益而印数较少的水利优秀科技著作的出版，包括：学术水平高、内容有创见、在学科上居领先地位的水利基础学科理论专著；反映水利重大科研成果

或填补我国水利科技某个空白领域的学术专著；在水利工程技术和经济管理方面有重大科学和实用价值的专著；对我国水利科技发展有重要参考价值的国外水利科技著作的中译本。申请者在已有详细编写提纲和部分样稿时，即可向本基金办公室提出申请。

本出版基金申请项目的评审，坚持“专家评议，公平竞争，择优支持”的原则，其做法是：对所有申请项目，先由基金办送请三名同行专家评议，然后再提交评审委员会讨论、评选。对被通过的申请项目，即转入水利电力出版社的计划，由基金资助出版。

我们希望本出版基金的实施对推动水利科技的进步和人才培养，对促进水利建设事业的发展，会起到积极的作用。为此，我们热切地希望水利界的学者、专家，能潜心将自己的创见和经验撰写成专著，踊跃向本出版基金提出申请出版，为繁荣我国的水利科技事业添砖加瓦，奉献自己的才智和力量。

水利部科技专著出版基金委员会

1992年8月

前 言

抗滑稳定与渗透稳定是土石坝工程中的两大问题，直接关系到大坝的经济效益与安全问题。世界大坝破坏实例调查结果表明，由于渗透稳定造成的破坏与失事，占整个事故的40%以上。土石坝的裂缝问题，归根结底也是渗透破坏问题，因此已被明确为渗流控制范畴。可见，土的渗透稳定问题的研究，对土石坝具有十分重要的意义。

本世纪50年代以前，有关土的渗透稳定问题，主要是K.太沙基的隆起即流土的理论，以后苏联进行了深入的研究工作，提出一些新的概念。B.C.依斯托美娜《土的渗透稳定》一书的问世，对土的渗透稳定性质的认识大大推进了一步，明确地将土的渗透破坏形式划分为流土、管涌、接触流失及接触冲刷四种类型，并提出无粘性土以不均匀系数确定破坏形式和破坏水力比降的方法。除此，有的国家在太沙基隆起理论的基础上，提出了内部结构不稳定土的概念，即我们所谓的管涌土，但尚缺乏明确判别标准，也无确定破坏水力比降的方法。

50年代以后，在渗流控制方面，防渗和排渗相结合，反滤层为后盾的理论逐渐代替了以防为主的理论。土坝由均质坝发展为分区坝，并得到广泛采用，就是渗流控制理论的发展在坝工建设中的具体反映。分区坝将坝体分为防渗和排渗两大部分，心墙和斜墙主要起防渗作用，透水坝壳的主要任务之一是排除渗流，防渗体与排渗体之间再设置反滤层，这样，既能保证防渗体的渗透稳定，又可充分保证排水体的排水效果，从而，使土石坝的安全度明显地提高。

反滤层的设计也有许多新的发展。美国垦务局和陆军工程兵团水道试验站等单位都对太沙基的反滤层设计准则作了一定的补充和限制。同时，B.C.依斯托美娜对不均匀系数小于10的无粘

性土提出新的反滤层设计的方法，对粘性土的反滤层提出了以防止剥蚀为原则的设计方法。80年代，J.L.谢拉德对粘性土的反滤层进行深入研究，又提出新的见解。

30多年来，对土的渗透稳定性质及反滤层设计和渗流控制的研究，无论是理论或是实践，在我国都有较大的发展，特别是水利水电科学研究院在这方面开展了大量的研究工作，并取得许多有意义的成果，主要有下列方面。

(1)土的渗透稳定性质 将无粘性土首先分为级配连续和不连续两大类，最先提出以细料含量多少评定土的渗透破坏类型及确定破坏水力比降的理论。对粘性土的渗透破坏，揭示了破坏原因，并提出了确定破坏水力比降的方法。

(2)反滤层的设计 对不均匀无粘性土的反滤层设计提出保护细料的原则和相应的设计方法，解决了现有方法不适用于不均匀土的问题。对粘性土认为裂缝是产生土体破坏的主要因素，反滤层可以防止裂缝冲蚀，促使裂缝自愈。主张反滤层的设计应遵照防止裂缝冲蚀，保证在渗水作用下自愈的原则，并提出设计方法。这样就将土石坝防渗体的裂缝问题，纳入了渗流控制的范畴。

(3)渗流控制 深入地阐明土石坝的渗透破坏首先发生在渗流出口处，继而向上游发展。在强调防渗和排渗相结合原则的同时，提出以反滤层保护渗流出口是保证渗透稳定的首要措施的理论，从而明确了渗流控制的重点。

本书内容主要结合水利水电科学研究院开展的研究工作和取得的成就，阐明土的渗透稳定性质及堤坝包括混凝土面板坝渗流控制的原理和方法，以及一些新的观点。书中还引入了一些成功的工程实例，一方面借以阐明其观点和方法，同时为读者介绍一些实际工程情况。作者力图从理论方面阐明土的渗透稳定性质，同时也试图能为设计工作者提供一些可供参考的指标、参数和计算方法。

本书内容为国家自然科学基金资助的科研项目，在编写过程

中，得到了有关领导及渗流控制室同志们的大力支持；成稿后得到卡富宗教授的仔细审阅，并提出许多宝贵意见，在此一并表示衷心感谢！深切感谢中国科学院学部委员、教授黄文熙先生特为本书作序。

作者

1991.10

目 录

序

出版说明

前言

第一章 土的渗透性质	1
第一节 概述	1
第二节 土中渗透的基本定律	2
第三节 无粘性土渗透系数的确定	3
第四节 粘性土的渗透特性	16
第二章 无粘性土颗粒组成的类型与基本性质	21
第一节 概述	21
第二节 无粘性土颗粒组成的类型与分类	22
第三节 不均匀土颗粒级配曲线形状与基本性质	25
第四节 无粘性土的颗粒组成与密度	34
第五节 无粘性土的特征粒径及特性参数	35
第三章 无粘性土的渗透稳定特性及抗渗强度	38
第一节 概述	38
第二节 无粘性土的渗透破坏形式及判别方法	39
第三节 无粘性土的抗渗强度	52
第四章 粘性土的抗渗强度	30
第一节 概述	60
第二节 分散性粘性土的基本性质、鉴别方法及抗渗强度	61
第三节 非分散性土正常条件下的抗渗强度	68
第四节 裂缝土的抗渗强度	80
第五节 粘性土的允许抗渗比降	84
第五章 设计反滤层的基本原理与方法	91
第一节 概述	91
第二节 无粘性土反滤层的作用、基本原理和设计方法	97
第三节 无粘性被保护土的控制粒径	111

第四节	粘性土反滤层设计的基本原理和方法·····	119
第五节	设计反滤层的内容、步骤和方法·····	126
第六节	工程实例·····	131
第六章	土石坝及地基的渗流控制·····	136
第一节	概述·····	136
第二节	渗流控制的基本要素、破坏过程和控制方法·····	138
第三节	土石坝坝基渗流控制·····	148
第四节	土石坝坝体渗流控制·····	167
第五节	土质防渗体裂缝的渗流控制·····	174
第六节	混凝土面板坝的渗流控制·····	188
主要参考文献	·····	200

第一章 土的渗透性质

第一节 概 述

液体和气体在孔隙介质中的流动叫渗透。土的渗透性通常是指水在土的孔隙中流动的过程及其性质；常以渗透系数来表示。它同强度和变形特性一起，都是土力学中所研究的主要力学性质，在土木工程各个领域中都重要的作用。

土的渗透性质的研究是土力学及渗流力学中极其重要的一环，这是由于：

1) 土的强度、变形和渗透性之间有着密切的联系，在土力学中由有效应力将三者联系在一起，形成了一个体系。例如，土在荷重作用下变形的时间效应就取决于土的渗透性。

2) 土木工程各个领域里的许多课题都与土的渗透性质有密切关系，在水利水电工程中，诸如土石坝坝体及地基的渗流分析，渗流量、渗透压力、浸润线位置和出逸水力比降的确定，以

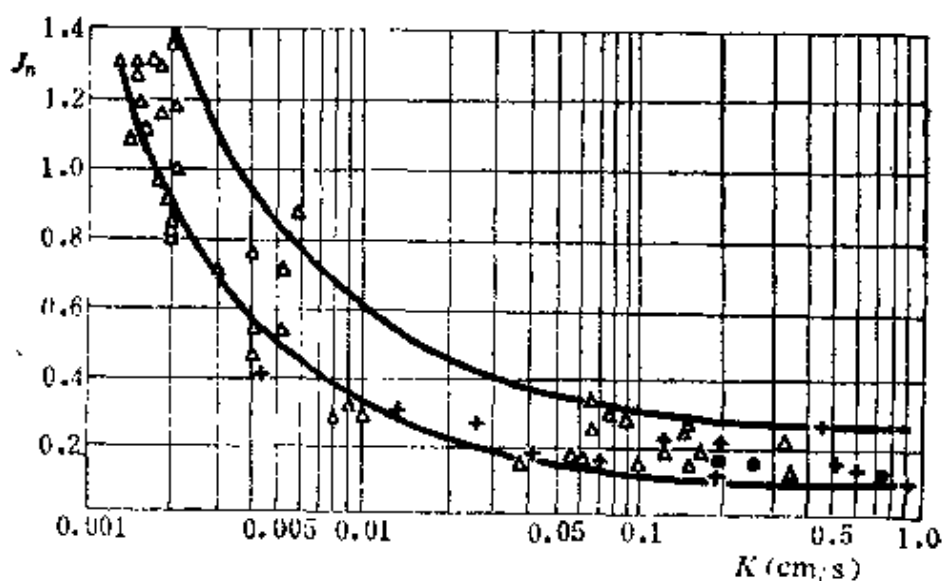


图 1-1 土的破坏水力比降 J_n 与渗透系数 k 的关系

△水电科学研究院；+ 依斯托美娜；● 黄委会科研所

及渗流控制措施的设置及其效果的分析等都涉及土的渗透性。

3) 渗透系数是反映土的颗粒组成、结构、紧密程度、孔隙大小等因素的综合性指标, 通过渗透系数可以确定其它一些性质, 如无粘性土的孔隙平均直径^[1]和破坏水力比降(亦称抗渗比降)等。图1-1为无粘性土的破坏水力比降与渗透系数的关系^[2]。

另外, 知道渗透系数后还可以反求土颗粒组成的特征粒径及大致变化范围, 对分析其它力学性质具有一定指导意义。

第二节 土中渗透的基本定律

在渗透理论中, 著名的达西定律就是描述饱和土中渗透的基本定律。1892年至1895年, 达西通过从均匀砂样的大量渗水试验中发现, 单位时间通过面积 A 的渗水量 Q 与上下游水头差($h_1 - h_2$)成正比, 而与渗样长度 L 成反比, 即

$$Q = kA \frac{h_1 - h_2}{L} \quad (1-1)$$

式中 $\frac{h_1 - h_2}{L}$ ——水力比降, 常以 J 表示。

若以单位面积的渗流量表示流速, 则

$$v = \frac{Q}{A} = kJ \quad (1-2)$$

此式就是熟知的达西定律, 式中 k 是材料的一个基本性质, 称为渗透系数。它将渗流速度与渗透势能联系在一起, 所以也称水力传导系数。达西定律首次确立了渗透水在土体中流动的速度、水力比降及土的性质三者关系的数学模型, 揭示了渗流的本构关系, 为以后渗流理论的发展奠定了基础。

式(1-2)中的流速代表土样全断面上的平均流速, 而孔隙中的实际流速 v' 应大于 v , 二者呈以下关系:

$$v = nv' \quad \text{或} \quad v' = \frac{v}{n} \quad (1-3)$$

式中 n ——土体的孔隙率。

严格而言，土样每个断面的表面孔隙率与体积孔隙率 n 不完全相等。通常将土体的孔隙简化为由多条毛细管构成，于是某一断面的孔隙率就等于体积孔隙率。式(1-3)可用来表示土孔隙中的实际渗流速度。

实验表明，达西定律只适用于呈线性阻力关系的层流运动，即细粒土中。它的实用范围常用临界雷诺数表示，因为雷诺数代表流体的惯性力与粘滞力之比，流速增大，则粘滞力失去主控作用，渗流将由层流转向紊流。例如在粗砾和一些堆石中，当渗流速度大于 $0.5\sim 0.7\text{cm/s}$ 时，渗流就不符合达西定律。

由于土的颗粒形状、组成及排列情况不同，各家由试验结果提出的临界雷诺数 Re 都没有一个十分明确的分界点，结论相差较大，其值变化于 $1\sim 10$ 之间。所以至今尚无确定达西定律适用范围的明确标准。

除用雷诺数描写达西定律的适用范围外，还可直接用土的颗粒粒径或渗透系数来描述。欧德(J. OHde, 1951)给出了各种土中渗流符合达西定律时的水力比降与土体的哈增(A. Hazen)有效粒径 d_{10} 的关系^[1]：

$$d_{10}=0.05, 0.1, 0.2, 0.5, 1.0\text{mm}$$

$$J\leq 800, 100, 12, 0.8, 0.1$$

在天然土体中，渗流大多数呈线性阻力或接近线性阻力关系，因此达西定律至今广泛地用于土力学的各个方面，并成为渗流的基本定律。

第三节 无粘性土渗透系数的确定

无粘性土渗透系数的确定有试验和计算两种方法。计算方法是岩土工程问题中一项重要的研究课题，因为它不仅可以给出工程实用的计算方法，而且可以揭示渗透系数的物理意义，以及影响渗透系数的各个因素，如孔隙直径，等效粒径等。对认识和扩大渗透系数在岩土工程中的应用范围具有重要意义。因此，半个

多世纪以来，许多研究者投入了这方面的研究工作，采用理论与经验相结合的方法，取得了一定成绩。

一、两种半理论半经验的计算方法

达西定律中的渗透系数 K ，最初只是需经试验确定的经验系数，多年以后才有许多研究者采用量纲分析、毛细模型、水力半径理论、孔隙平均直径模型和统计模型等进行理论推导，阐明其物理意义。推导这些关系式，通常均以毛细管中的层流理论泊苏叶 (poiseuille) 定律为基础，即

$$v' = \frac{gR^2}{8\nu} J_A \quad (1-4)$$

式中 v' ——毛细管中实际的平均流速；

ν ——液体的运动粘滞系数；

g ——重力加速度；

R ——毛细管的半径；

J_A ——毛细管中水流的实际比降。

下面介绍两种主要计算方法。

(一) 水力半径理论——柯森—卡门 (Kozeny-Carman) 公式 [4][5]

由于土中孔隙通道的形状是不规则的，在应用式 (1-4) 时柯森引入了水力半径的概念，使之与土中的毛细孔道相等效，故称之为水力半径理论。水力半径 R_H 用下式表示。

$$R_H = \frac{\text{毛细孔道的横截面积}}{\text{湿润周长}} \quad (1-5)$$

对充满水的圆管

$$R_H = \frac{R}{2} \quad (1-6)$$

与此同时，柯森还假定土体中的毛细孔道是由一束长度为 L ，横截面不规则的平行管所组成，总截面积为 A ，总的湿润周长为 P ，则

$$R_H = \frac{A}{P} = \frac{AL}{PL} = \frac{\text{孔隙总体积}}{\text{湿润面积}} \quad (1-7)$$

将单位土体中土的孔隙体积用 n 表示，则单位土体固体颗粒的体积为 $(1-n)$ 。再将湿润面积视为单位土体中颗粒的总表面积，则

$$\text{单位土体的湿润面积} = s(1-n)$$

$$s = \frac{\text{湿润孔隙的表面积}}{\text{单位固体体积}}$$

式中 s ——比表面积。

于是，式(1-7)可写为

$$R_H = \frac{n}{(1-n)s} \quad (1-8)$$

将式(1-6)和式(1-8)代入式(1-4)得

$$v' = \frac{1}{2} \frac{g}{\nu} R_H^2 J_h = \frac{1}{2} \frac{g}{\nu s^2} \left(\frac{n}{1-n} \right)^2 J_h \quad (1-9)$$

假设 a 为圆管的截面积，对于其它形状的横截面积，需加形状修正系数 c_s 。对于任意形状管中的渗流量 q 可写为

$$q = \frac{c_s}{2} \frac{g}{\nu s^2} \left(\frac{n}{1-n} \right)^2 a J_h \quad (1-10)$$

$$\text{相应地} \quad v' = \frac{c_s}{2} \frac{g}{\nu s^2} \left(\frac{n}{1-n} \right)^2 J_h \quad (1-11)$$

式(1-11)中的流速 v' 及水力比降 J_h 均为实际值，而达西定律中的 v 与 J 均为假想值，二者呈以下关系：

1. 水力比降的关系

$$J_h = \frac{\Delta h}{\Delta L_h}, \quad \text{而} \quad J = \frac{\Delta h}{\Delta L}$$

$$J_h = J \frac{\Delta L}{\Delta L_h} = \frac{J}{T} \quad (1-12)$$

式中 $T = \frac{\Delta L_h}{\Delta L}$ ——大于1的弯曲度因素；

ΔL_h ——沿土孔隙中弯曲流槽的实际长度；

ΔL ——沿渗流方向宏观的流程长度，即直线长度。

2. 流速的关系

$$v' = \frac{\Delta L_h}{\Delta t} \quad \text{而} \quad v = \frac{\Delta L}{\Delta t}, \quad \Delta t = \frac{\Delta L}{v}$$

所以
$$v' = \frac{\Delta L_h}{\Delta L} v = vT \quad (1-13)$$

将式(1-11)用达西定律的形式表示,同时考虑到式(1-11)中的流速是每个毛细管中的流速,而达西流速 v 是以单位土样面积的渗流量表示的流速。由式(1-3)知, $v = nv'$, 于是式(1-11)可写为

$$v = \frac{c_r}{2T} \frac{g}{\nu} \frac{n^3}{(1-n)^2} \frac{J}{s^2} \quad (1-14)$$

比较式(1-14)与式(1-2), 可得渗透系数的计算式

$$K = \frac{c_r}{2T^2} \frac{g}{\nu} \frac{n^3}{(1-n)^2} \frac{1}{s^2} = A \frac{g}{\nu} \frac{n^3}{(1-n)^2} \frac{1}{s^2} \quad (1-15)$$

式(1-15)即为著名的柯森—卡门公式。式中 A 为毛细管截面形状及渗透长度修正系数。该式表明了土的渗透系数、孔隙率及颗粒比表面的关系。

(二) 孔隙平均直径法^[6]

此法仍以式(1-4)为基础, 采用土体孔隙平均直径代替毛细管半径。

1. 均匀无粘性土的孔隙平均直径

对均匀土可直接使用如下模式简化:

(1) 理想化 将均匀土视为颗粒大小相同的球形体;

(2) 假想化 将均匀土的孔隙通道看作一束束相互平行的毛细管道。

在以上模形的基础上进一步作如下规定: ①假想体毛细管道的孔隙体积等于理想体的孔隙体积; ②假想体毛细管道的管壁总表面积, 等于理想体即球形颗粒的总表面积。由此可求得均匀土的孔隙平均直径 D 。

$$D_0 = \frac{1}{\alpha_1} \frac{2}{3} \frac{n}{1-n} d \quad (1-16)$$

式中 α_1 ——颗粒形状修正系数；为土颗粒表面积与同等体积球体表面积之比；

n ——土的孔隙率，即单位土体中孔隙的总体积；

d ——均匀土的颗粒粒径。

式(1-16)也是将均匀土转化为假想土的数学模式。对于均匀土， n 的变化范围约在0.30~0.45之间， α_1 的变化范围为1.5~1.9，代入式(1-16)可得平均孔隙直径

$$D_0 = (0.2-0.3)d \approx 0.25d \quad (1-17)$$

2. 无粘性天然土(不均匀土)孔隙平均直径的理论分析

如上所述，如果能将天然不均匀土简化为在渗透系数方面等效的等粒径土，天然不均匀土的孔隙平均直径就可按均匀土的方法确定。这种粒径称为等效粒径 d_e 。由此可知，研究不均匀土的等效粒径，在土的渗流特性研究中将具有十分重要的意义。

(1) 天然土的等效粒径 d_e 。到目前为止，确定天然土等效粒径的方法虽有多种，但可归纳为以下几种类型。

1) 平均粒径法。这种方法包括①颗粒粒径重量加权平均法^[1]；②颗粒粒径几何平均法，即 $d_e = \sqrt{d_n \cdot d_0}$ ， d_n 、 d_0 分别代表不均匀土的两个特性粒径，可用 d_{70} 和 d_{10} ；③颗粒总表面积相等法，也称调和平均法。不同的平均方法，得到不同的平均粒径。几种方法中以第③种方法为常见，如柯森法：

$$\frac{1}{d_e} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta g_i}{d_i} + \frac{3}{2} \frac{\Delta g_1}{d_1} \quad (1-18)$$

式中 d_i ——第 i 级粒径的平均粒径；

Δg_i ——相应于 d_i 粒径级的颗粒重量。

2) 中值粒径法。常用 d_{50} 粒径。

3) 半经验粒径法。以研究均匀土的基本理论为基础，通过大量渗透试验资料的反分析而求得的某种等效粒径。其中有：

①哈增法,以 \bar{d}_{10} 为等效粒径; ②扎乌叶布列(И.И.Зауербрей)法,以 \bar{d}_{17} 为等效粒径^[8]; ③太沙基法,以 \bar{d}_{15} 为等效粒径^[9]; ④康德拉且夫(В.Н.Кондратьев)法,取 $\eta\bar{d}_{50}$, η 为小于1的系数,随土的不均匀系数变化,土越不均匀, η 值越小^[10]。

4) 概率分析法^[11]。这种方法的指导思想,认为由多种粒径组成的天然不均匀土,可视为由粗细两部分组成,粗料为骨架,细料为填料,混合料的渗流特性决定于占重量为30%的细粒的渗透性质。因此对土的孔隙大小起决定作用的是细料。骨架与填料以含量占30%的粒径来区分,即填料的最大粒径为混合料的 \bar{d}_{30} ^[11]。已有试验资料表明,无粘性土中 \bar{d}_{70} 的粒径是另一代表性粒径,它对土的渗透及渗透稳定性起有控制作用,因此填料中的代表性粒径可以填料的 \bar{d}_{70} 为代表,并可作为混合料的等效粒径。它在混合料中出现的概率可确定如下。

采用概率的基本概念^[11],视混合料为一总的基本事件,以小于 \bar{d}_{30} 的粒径部分为事件A,出现的概率为 $P(A)=0.3$ 。再命小于 \bar{d}_{70} 的粒径级为事件B。若先以事件A为总体,在事件A出现的条件下,事件B出现的概率为 $P(B|A)=0.7$ 。回转再研究总的基本事件,事件A、B同时出现的概率为:

$$P(AB)=P(\bar{d}_{70})=P(A)P(B|A)=0.3 \times 0.7=0.21 \quad (1-19)$$

由此可知,混合料的等效粒径为 $\bar{d}_e=\bar{d}_{70}$ 。这一计算分析表明,太沙基认为应以 \bar{d}_{20} 为等效粒径的建议是有基础的^[12]。考虑到这方面的研究现状,我们采用

$$\bar{d}_e=\bar{d}_{20} \quad (1-20)$$

(2) 确定等效粒径的几种方法的比较 从上述各种方法来看,似乎天然不均匀土的等效粒径可以在 $\bar{d}_{50} \sim \bar{d}_{10}$ 之间任意选用。事实并非如此,在渗透性方面能够真正与天然不均匀土起到等效作用的是不均匀土中的细粒部分,等效粒径只能从细粒部分中选定,这对于不均匀系数大于10的土表现尤为明显。

表1-1中列有颗粒组成极不相同的两种土样的渗透系数值。由

表可知,尽管它们最大粒径之比为7.5倍, D_{60} 之比为21倍,充分表明了不均匀土明显粗于均匀土,但渗透系数却接近并稍小于均匀土,这主要是因二者细粒部分的组成极为接近。因而可知,对土的渗透特性和孔隙直径起主要作用的是土中的细粒粒径和含量。

表 1-1 土的渗透性与颗粒组成之间的关系^[6]

土 号	不均匀系数 C_u	特征粒径(mm)				孔隙率 n	渗透系数 k (cm/s)
		d_{max}	d_{50}	d_{20}	d_{10}		
№8	4.1	20	1.0	0.51	0.42	0.36	0.039
205-7	157	150	21	0.50	0.32	0.25	0.010

将几种方法的适用性加以分析比较可知,哈增法之所以至今受到重视,其主要原因在于他最早明确了细料在决定渗透系数方面的主导作用。但是实践证明,哈增的 d_{10} 只适用于不均匀系数小于5的土,而且是粒径分布范围在 $0.1 \leq d_{10} \leq 3\text{mm}$ 的中细砂^{[7][12]}。至于不均匀系数大于5的土,用 d_{10} 求得的渗透系数比试验值偏小,而且误差较大,不均匀系数越大与试验值的偏差也越大。苏联及东欧一些国家主要以 d_{17} 为等效粒径,这比 d_{10} 适用的土料范围较广,一般可用于级配连续的天然不均匀土。可是对于细料含量在17%~25%之间,而又缺乏中间粒径的砂砾石却不适用。对这类土若用 d_{17} 为等效粒径,算得的渗透系数比试验数据小很多,有时可差百倍。

大家知道,在太沙基的反滤层设计准则中,是以 d_{15} 作为等效粒径的。同样,对于级配不连续的土,当细料含量在15%~25%之间时,用 d_{15} 确定的渗透系数,其误差也较大。图1-2是按 $K_{15} = An^2 d_{15}^2$ 的关系式通过试验资料反求A值的结果。图中表明细料含量在15%~25%之间时, $A = 400 \sim 8000$, 相差20倍之多。对具有这种粒径组成的土,用 d_{15} 作等效粒径并不能完全反映无粘性土的渗透特性。

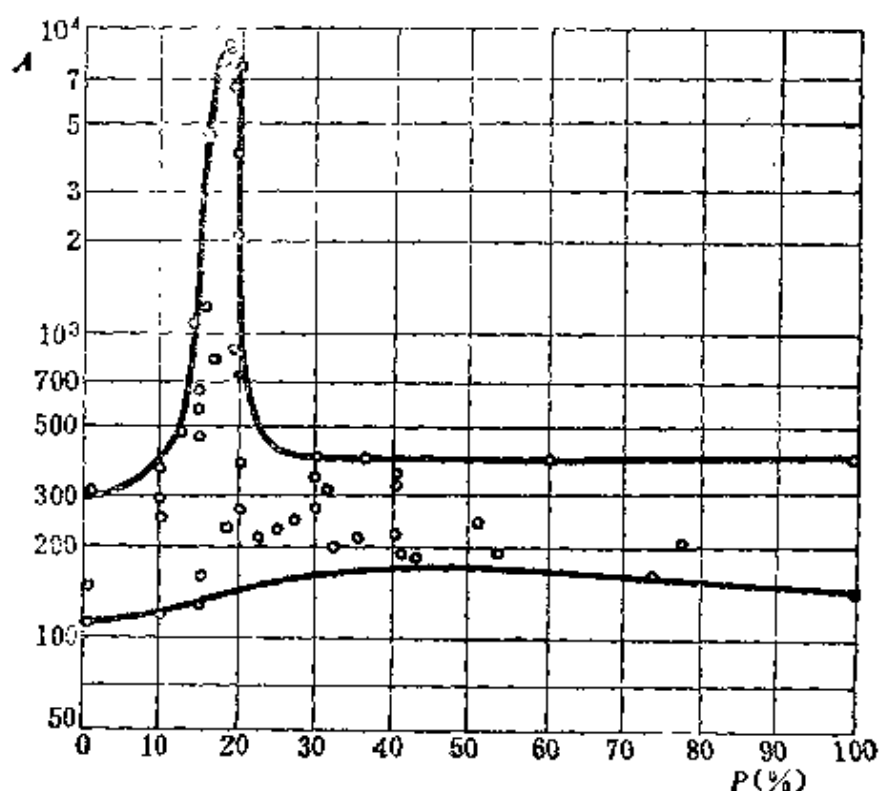


图 1-2 细料含量、 d_{10} 与渗透系数的关系

$$A = K_{10} / (n^3 d_{10}^2)$$

柯森法的优点，在于计算平均粒径时以颗粒比表面的大小为依据，因此客观上考虑了土体细颗粒对孔隙大小所起的主导作用。我们选了30多种土料用柯森法进行了等效粒径的计算，土料的不均匀系数变化于1.5~300之间，计算结果绘成图1-3。图中表明，当土的不均匀系数大于30时， $d_e \approx d_{20}$ 。另外有少数土的

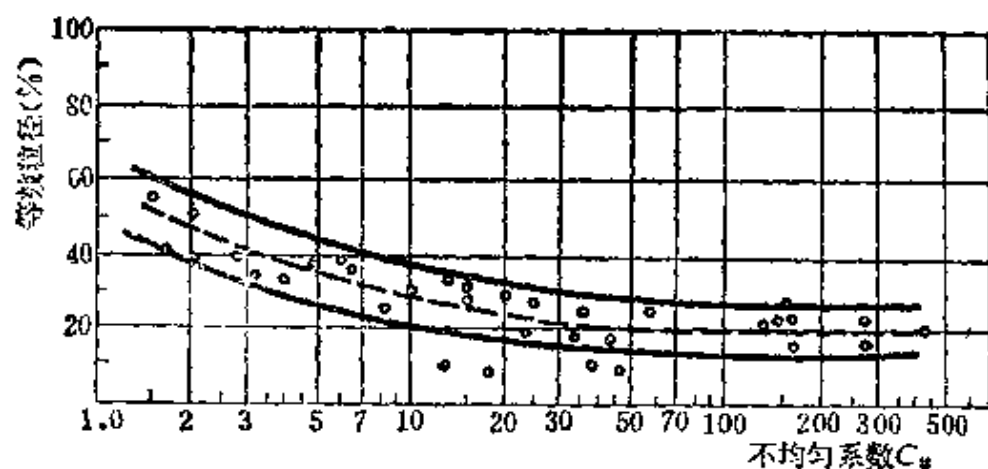


图 1-3 柯森的等效粒径与土的不均匀系数的关系

$d_0 = d_{10}$ ，这是由于土中小于 d_{10} 的粒径级的数量较多，即在颗粒分析曲线上尾巴拖得很长，比表面积所占的比重很大，致使计算结果偏小，柯森法的不足之处就在于此。式 (1-18) 中最后一项就是用来专门弥补这一不足的，但仍未能彻底有效。

大量的渗透试验反馈分析结果表明，无粘性土的等效粒径变化于 $d_{15} \sim d_{25}$ 之间，以 d_{20} 为等效粒径，更能反映绝大多数土的渗透特性^{[6][9]}。

将式 (1-20) 代入式 (1-16) 可得

$$D_0 = \frac{0.66}{\alpha_1} \frac{n}{1-n} d_{20} \quad (1-21)$$

同样取 $\alpha_1 = 1.7$ ，则

$$D_0 = 0.38 \frac{n}{1-n} d_{20} \quad (1-22)$$

3. 无粘性土孔隙平均直径的试验确定

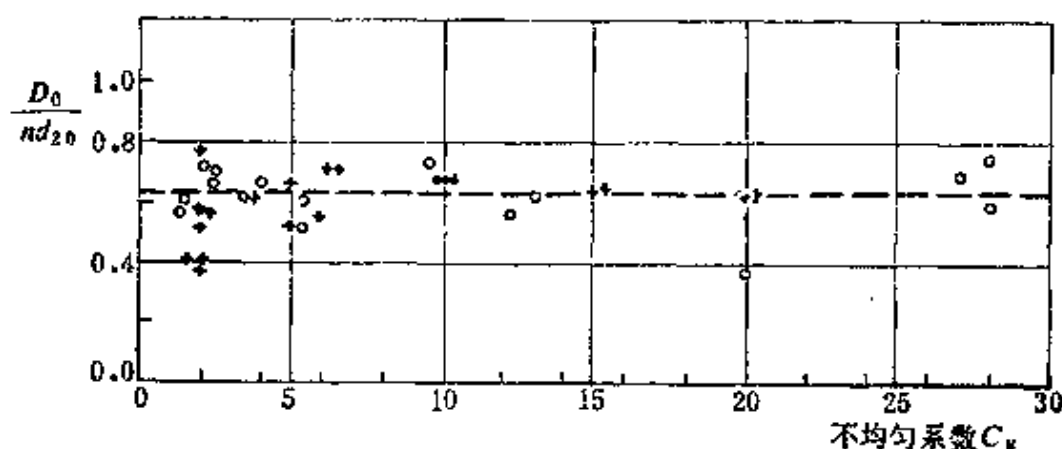
目前关于确定天然土孔隙平均直径的大部分试验资料，所用土样都较均匀，不均匀系数小于 3^[10]，只有依斯托美娜资料中的不均匀系数达 20，粒径变化范围为 1~50mm。因为土越不均匀，试验难度越大。为进一步了解小于 1mm 的颗粒和不均匀系数大于 20 的土料的孔隙平均直径，我们采取了水力淤填的试验方法。为保证可靠地测定淤填颗粒的粒径，被淤填的土尽量避免用管涌土，防止在大的淤填流速下本身发生颗粒流失。由于上述条件的限制，试验用料的不均匀系数只达 28，最小粒径只到 0.1 mm。土样按粒径级的大小及含量分级配成。为保证土样沿各个高程具有基本相同的级配，每个土样分为三层，并分三次制样，分层装填。

表 1-2 列出了无粘性土孔隙平均直径的试验结果，并据此整理成图 1-4 所示的 $\frac{D_0}{nd_{20}} - C_u$ 曲线。曲线表明，以 d_{20} 作为等效粒径能较好地反映土的孔隙直径，因而使土的不均匀系数不再直接起影响作用^[11]。图中同时绘入了依斯托美娜的试验资料，可

表 1-2

无粘性土, 孔隙平均直径试验结果

试样 编号	不均匀 系 数 C_u	干密度 (g/cm^3)	孔隙率 n	d_{10} (mm)	填填最大颗粒(n_{10})			$\frac{D_0}{d_{10}}$	$\frac{D_0}{nd_{10}}$
					上限	下限	平均值 (D_0)		
1	2.2	1.95	0.32	6.5	2.0	1.0	1.5	0.23	0.72
2	2.4	1.87	0.34	6.5	2.0	1.0	1.5	0.23	0.68
3	2.4	1.68	0.38	13.3	5.0	2.0	3.5	0.26	0.69
4	5.4	1.85	0.32	7.6	2.0	1.0	1.5	0.20	0.62
9	4.0	1.85	0.32	16.5	5.0	2.0	3.5	0.21	0.60
5	9.6	1.74	0.36	12.5	4.0	2.5	3.2	0.26	0.73
6	12.2	1.95	0.32	1.0	0.25	0.1	0.18	0.18	0.56
7	13.0	2.07	0.33	5.0			1.0	0.20	0.61
8	28.0	2.13	0.21	3.2	0.63	0.40	0.52	0.16	0.75
10	28.0	2.15	0.20	3.2	0.5	0.25	0.38	0.12	0.59
11	14.4	1.60	0.41	29.0	9.52	5.0	7.3	0.25	0.61
12	1.24	1.67	0.38	6.9	2.0	1.0	1.5	0.22	0.57
13	27.0	2.14	0.25	2.2	0.5	0.25	0.38	0.17	0.69

图 1-4 $\frac{D_0}{nd_{10}}-C_u$ 关系曲线

○水利水电科学研究院 + 依斯托美娜

以看出, 两种试验资料具有基本相同的规律。

根据图1-4, 无粘性土的孔隙平均直径可表示为:

$$D_0 = 0.63nd_{10} \quad (1-23)$$

4. 孔隙平均直径的计算公式

按照毛细管中层流理论公式(1-4), 渗透系数可表示为

$$K_{10} = AD_0^2$$

于是根据各家计算渗透系数的公式可给出孔隙平均直径的公式:

1) 哈增 (A. Hazen)

$$D_0 = Bd_{10} \quad (B = 0.21 \sim 0.25)$$

2) 扎乌叶布列 (И.И. Зауербрей)

$$D_0 = 0.304 \frac{n}{1-n} d_{10}$$

3) 康德拉且夫 (В.Н. Кондратбев)

$$D_0 = 0.214 \eta d_{50}$$

4) 柯森 (Kozeny)

$$D_0 = 0.400 \frac{n}{1-n} d_s$$

5) 水利水电科学研究院

$$D_0 = 0.63 n d_{10}$$

对于均匀土, 则 $d_s = d$, 若取 $n = 0.40$, 可得

1) 哈增

$$D_0 = Bd$$

2) 扎乌叶布列

$$D_0 = 0.20d$$

3) 康德拉且夫

$$D_0 = 0.214d$$

4) 柯森

$$D_0 = 0.262d$$

5) 水利水电科学研究院 $D_0 = 0.252d$

由此可见, 对均匀无粘性土, 各家所给的孔隙平均直径, 都具有大致相同的数值。

5. 无粘性土的渗透系数——水利水电科学研究院法

以上述孔隙平均直径代替式 (1-4) 中的毛细管半径 R , 并以假想的达西流速 v 及水力比降 J 代替 v' 及 J_h , 则

$$v = \alpha_2 \frac{ng}{32\gamma} D_0^2 J \quad (1-24)$$

式中 α_2 ——无粘性土孔隙孔道形状及长度修正系数。通过大量试验资料的计算与分析, 天然土的 $\alpha_2 = 0.25$ 。于是

$$K = 0.0031 n^3 \frac{g}{\gamma} d_{10}^2 \quad (1-25)$$

当水温为 10°C 时, $\gamma = 0.013\text{cm}^2/\text{s}$,

$$K_{10} = 234n^3 d_{20}^2 \quad (1-26)$$

式中 d_{20} ——等效粒径, cm ;

K_{10} ——温度为 10°C 时的渗透系数, cm/s 。

将渗透试验求得的60多个无粘性土的渗透系数按式(1-26)的关系进行整理分析, 可得图1-5的关系。图1-5表明, 式(1-26)各因素之间具有较好的相关关系。同时进一步表明, 用 d_{20} 作为不均匀土的等效粒径, 无论在理论或适用性方面更能揭示无粘性

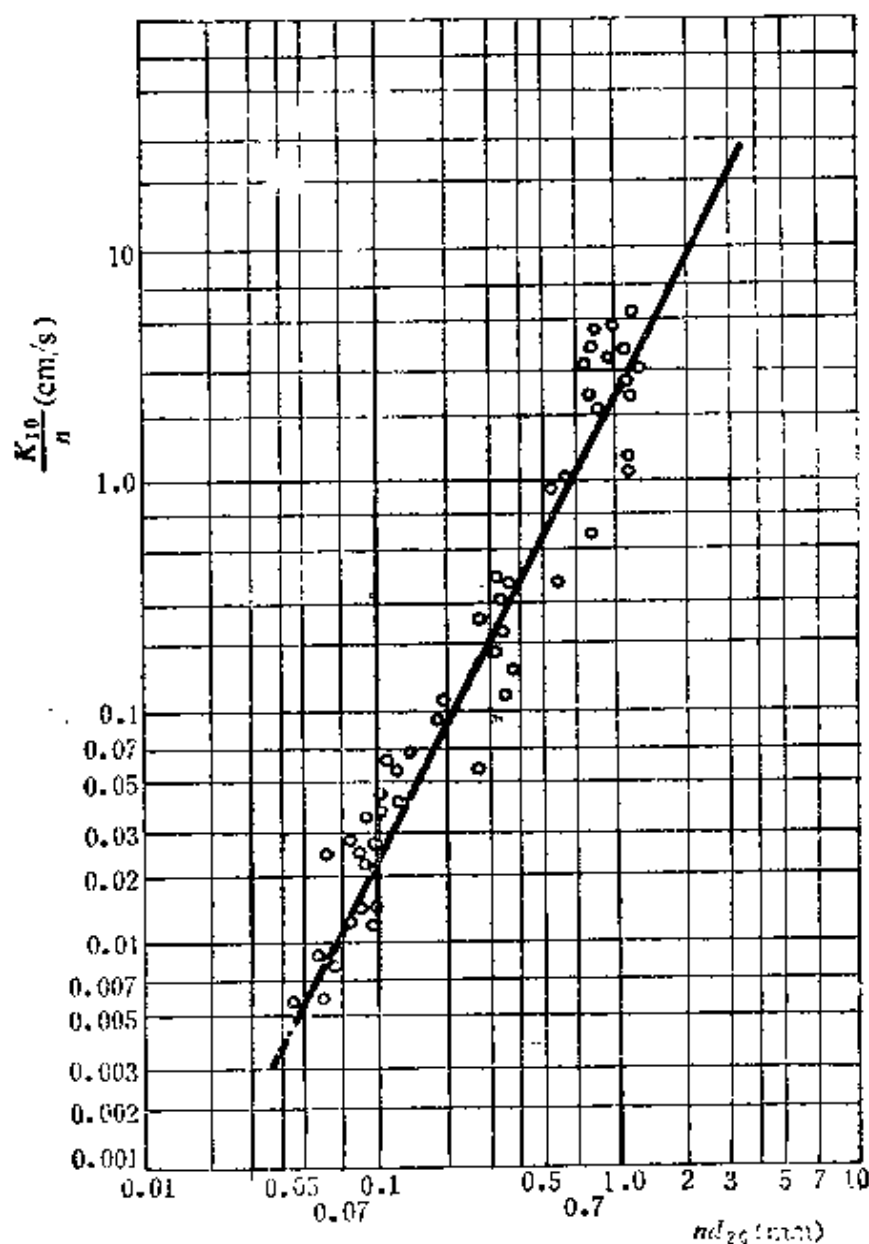


图 1-5 渗透系数与 d_{20} 的关系

土的渗流特性。式(1-26)不仅适用于级配连续型的土,而且适用于级配不连续型的土,与其它公式相比较,具有更大的适用范围。

二、常见的几种确定渗透系数的半经验半理论公式

近几十年来,许多学者在揭示影响和决定土的渗透系数内在因素及其相互关系方面进行了大量工作,并取得了有益的成果,比较能够反映土的上述特性,而且具有一定适用价值的有以下几种方法。

1. 哈增公式

$$K = C d_{10}^2 \quad (1-27)$$

式中 d_{10} ——有效粒径, cm;

C ——系数, $C = A \cdot B$, 其值为100~150。

2. 柯森公式

$$K_{18} = 780 \frac{n^3}{(1-n)^2} d_s^2 \quad (1-28)$$

式中 K_{18} ——温度18℃时的渗透系数, cm/s;

d_s ——等效粒径, cm。按式(1-18)确定。

3. 扎乌叶布列公式

$$K_{18} = C \frac{n^3}{(1-n)^2} d_{17}^2, (C = 135 \sim 350) \quad (1-29)$$

4. 康德拉且夫公式

$$K_{18} = 105 n (\eta D_{50})^2 \quad (1-30)$$

$$\eta = \frac{D_n}{D_{100-n}} \quad (1-31)$$

式中 D_n 和 D_{100-n} ——为颗粒粒径, 小于该粒径的土重分别占总土重的 $n\%$ 和 $(100-n)\%$;

n ——土的孔隙率;

D_{50} ——中间粒径, 小于该粒径的土重占总土重的50%, cm。

5. 水利水电科学研究院公式

$$K_{10} = 234n^3d_{10}^2 \quad (1-32)$$

式中 K_{10} ——温度为10℃时的渗透系数, cm/s;

d_{10} ——等效粒径, cm。

上述各家公式共同表明, 决定无粘性土渗透系数的主要因素是颗粒组成和孔隙率; 其中颗粒组成可以等效粒径表示。各家公式的主要区别是等效粒径各自不同, 除导致常数项各异外, 还决定了公式的不同适用范围。

第四节 粘性土的渗透特性

粘性土的渗透性要比无粘性土复杂得多, 它的影响因素不再单纯是孔隙率和原级颗粒的组成, 而有更复杂的机理。已有研究结果表明, 它与渗透液体的性质, 颗粒组成的矿物成分, 原级颗粒的凝聚状态以及孔隙大小的分布等因素有关。在岩土工程中将土中的颗粒、粒团和孔隙的排列称为土的组构。结构是指颗粒间诸力, 成分和组构的综合效应。它是由单个颗粒及粒团组成的组构单元, 并由不同的化学和物理化学力相联结, 而按一定的方式排列和组成。粘土的粒团成杂乱排列时成凝聚性结构, 具有较大的孔隙。粒团定向排列时形成分散性结构, 平均孔隙较小。密度和孔隙比相同的同一粘性土, 由于结构不同, 可以具有极不相同的性质^[13]。

实践证明, 结构对粘性土的渗透性质同样有巨大的影响。粘土颗粒的形状是偏平的, 有定向排列的性质, 使平行于层面和垂直于层面方向的渗透系数显著不同。天然粘性土在沉积过程中是在垂直应力 p 和水平应力 $k_0 p$ (k_0 为静止侧压力系数) 作用下固结的, 已受到偏应力 $(1-k_0)p$ 的作用, 使粘土颗粒沿剪切面定向排列, 从而形成各向异性的渗透性质。

在我国南方广泛分布的红粘土, 经化学处理后的颗粒分析得知, 其粘粒含量往往极高, 分类为重粘土, 但因具有稳定的团粒

结构，压实性差，有些土密度很小，粒团间孔隙比较发达，因而比之颗粒级配比较相似的北方重粘土具有较高的渗透性。例如云南省的毛家村红粘土，粘粒含量大于50%，干密度 $\rho_d=1.50\sim 1.60\text{g/cm}^3$ ， $K=1.6\times 10^{-6}\sim 7.0\times 10^{-7}\text{cm/s}$ ；庄寨红粘土， $\rho_d=0.94\sim 1.12\text{g/cm}^3$ ， $K=(9.50\sim 1.70)\times 10^{-7}\text{cm/s}$ 。

过去对压实粘性土多重视干密度，即孔隙率的大小，往往忽视土的结构状态。渗透试验成果清楚地表明，同一种土，孔隙率相同，但试验求得的渗透系数并不相同，粒团间大孔隙占的比例高的结构，与均匀孔隙尺寸的结构相比较，前者渗透性要大得多。对压实土的结构起主要作用的不仅是压实功能，而且与压实含水量有密切关系，二者共同决定着压实土体的结构状态。有时压实含水量对结构的影响甚至要大于压实功能。

压实土是土石坝的主要防渗材料，它的渗透性能直接影响到大坝的防渗效果，深入研究各种压实因素对结构的影响，认识渗透性能的变化性状，对指导试验工作及水利水电工程中防渗土料的选用和压实参数的选择都有重要意义。

一、压实含水量对粘性土渗透性的影响

在实际工程中通常需结合设计要求固定某一干密度制备土样，测定渗透系数。试验表明，同一干密度的土样，尽管孔隙体积是相同的，但因压实时的含水量不同，渗透系数可差两个以上的数量级。图1-6是密云白河主坝重粉质壤土在室内测定的等密度下压实含水量与渗透系数的关系。图中表明了粘性土的渗透系数与压实含水量的密切关系^[13]。当压实含水量偏于最优含水量 ω_{op} 干侧时，渗透系数相当高，这是由于在干于最优含水量一侧时，压实土团粒间的阻力较大，土体成杂乱排列的凝聚结构，粒团之间具有较大的孔隙，故其渗透性较大。而在湿于最优含水量的一侧压实时，粒团强度较弱，滑动阻力较小，压实时产生的剪应变易使颗粒接近于平行的定向排列，形成分散结构，总孔隙虽与干于最优含水量的土样相同，但形成渗流通道的尺寸较小，所以渗透系数显著减小。

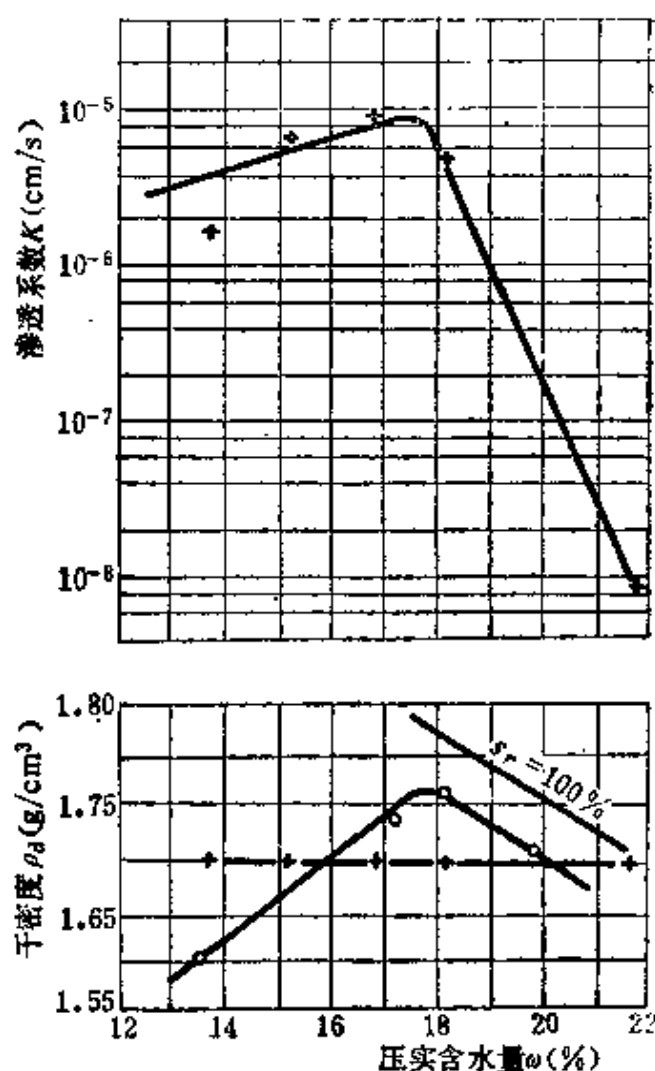


图 1-6 等密度下 ω 与 K 的关系
+ 渗透系数试验制样含水量

图1-7是同一压密功能下压实含水量对粘性土渗透性影响的试验结果，同样表明了压实含水量对渗透性有很大影响，最大可相差两个数量级。在于于最优含水量一侧， K 随压实含水量 ω 的增大急骤减小，当 ω 大于 ω_{op} 一定值后 K 值为最小， ω 继续增大时，虽有增大趋势，但不显著。 K 值的变化主要反映了土的结构的变化，当在最优含水量湿侧压实时，土体结构不再产生明显的变化，所以渗透系数的变化不大明显。

上述两种压实粘性土渗透试验成果表明，组构对粘性土的渗透性有巨大影响，影响组构的主要因素是土的压实含水量。可

见，在确定粘性土的渗透系数时，不仅要控制干密度，而且要控制压实含水量，才能定出符合实际的渗透系数值。

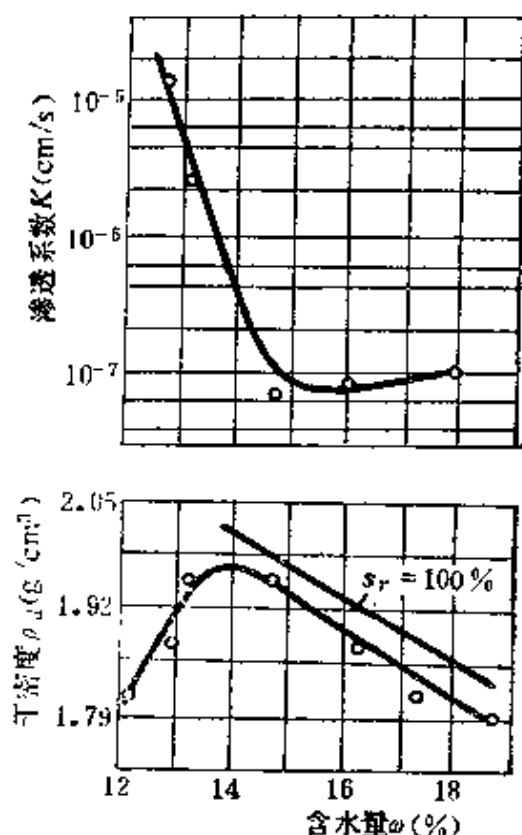


图 1-7 等压实功能下土的渗透性状

二、压实干密度对粘性土渗透性的影响

压实试验表明，压实含水量相同而干密度不同的土样，其所消耗的压实功能是不一样的。结果促使土体的孔隙体积和粒团的排列形式都不相同。由于结构的不同，使压实土的孔隙率对渗透系数的影响程度可达两个数量级以上。而无粘性土的孔隙率对渗透系数的影响程度为 $\frac{n^3}{(1-n)^2}$ ，或为 n^3 ，远小于粘性土，表明压实土的结构性远强于无粘性土，致使确定无粘性土渗透系数的数学模型不适用于粘性土。

图1-8是我国广东省徐闻红粘土和北方黄河小浪底的两种粉质壤土的渗透系数与干密度的关系。南方红粘土的干密度变化范围小，而渗透系数的变化范围则大于北方土。表明了南方红粘土

具有更强的结构性^[14]。根据图1-8的资料,对压实粘性土的渗透系数与孔隙率可用以下关系表示:

$$n = a + b \lg K \quad (1-33)$$

式中 a, b ——系数,与土性有关。

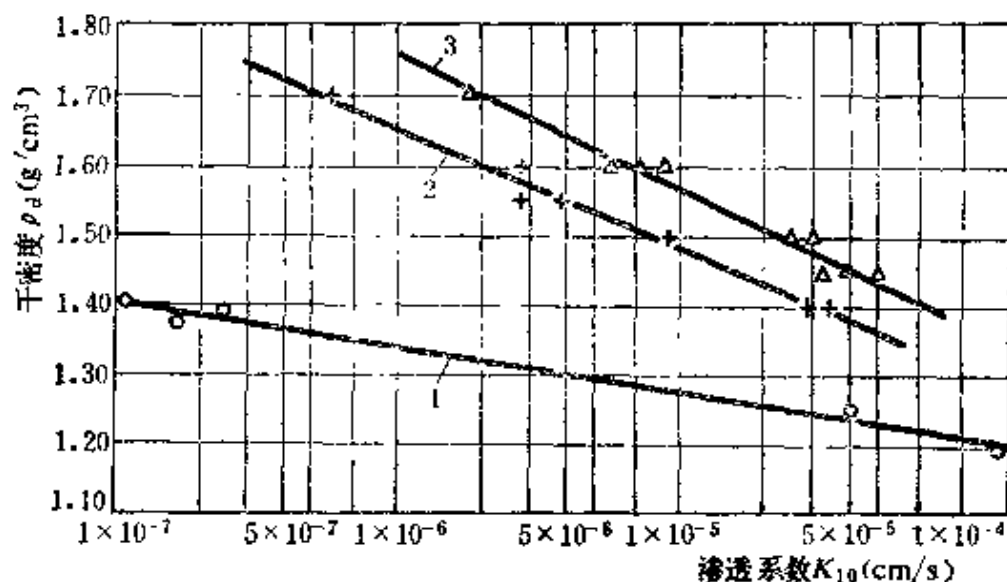


图 1-8 相同制样含水量下 ρ_d 与 K_{10} 的关系

1—徐闻红粘土; 2—寺院坡土; 3—西河清土

上述资料证明,影响压实粘性土渗透性的重要因素是压实含水量和压实功能以及由此而引起的土的不同结构形态。因此,在研究工程实际问题时应充分注意这些因素对渗透系数变化的作用。

第二章 无粘性土颗粒组成的 类型与基本性质

第一节 概 述

无粘性土包括各类砂及砂砾(卵)石,它不仅是土石坝的主要建筑材料,而且是水工建筑物常遇到的地基土。这类土料的颗粒组成的范围很广,砂砾(卵)石本身就是砂和砾(卵)石混合料的统称,其性质可能是砂,也可能是砾(卵)石,因而其物理力学特性的变化比较大。

无粘性土的物理力学性质主要决定于颗粒组成的特性,特别是渗透和渗透稳定性方面,与颗粒组成的关系尤为密切,渗透稳定性的研究,实质上就是对颗粒组成特性的研究。如B.C.依斯托美娜的研究成果,主要是以土的不均匀系数区分渗透破坏形式,并作为确定破坏水力比降的唯一依据^[1]。E.A.鲁巴契柯夫(Лубацкий)专门提出了一套非管涌土的标准颗粒组成曲线,以此为准则,用天然土的颗粒组成曲线与之相比较,从而判别天然土的渗透破坏形式^[15]。B.H.康德拉且夫根据颗粒组成曲线的形状,结合渗透破坏形式将无粘性土分为单峰土和双峰土,并认为单峰土内部结构稳定,不会产生管涌^[10]。60年代初期,我们研究渗透稳定性的结果,将无粘性土按颗粒组成曲线分为级配连续和缺乏中间粒径两种形式,并相应地给出了确定渗透破坏形式及破坏水力比降的准则^[2]。

无粘性土的物理力学性质,如渗透性,抗渗强度都与孔隙率的大小有密切关系。无粘性土孔隙率的大小不仅决定于相对密度,而且与颗粒组成有关。相同的相对密度,均匀土的孔隙率要大于不均匀土。大量的试验资料表明,土的孔隙率与不均匀系数呈一定的函数关系。

由于颗粒组成能够反映无粘性土的基本性质，因此，许多研究者力图建立土的性质与颗粒组成，或由特征粒径组成的各种参数之间的关系，以便在知道土的颗粒组成后就可大致确定土的某些基本性质。除上述土的渗透及渗透稳定性外，法勒（Fuller）和桑普松（Thompson）还研究了土的颗粒组成与力学性的关系，提出了土的理想级配的表达式^[16]

$$p = \left(\frac{d}{D} \right)^{0.45} 100\% \quad (2-1)$$

式中 p ——小于粒径 d 的含量百分数；

D ——最大粒径，mm。

认为符合式（2-1）级配的无粘性土具有最小孔隙率及高的力学指标。

本章除论述无粘性土颗粒组成的类型和反映它的特征的代表性粒径，以及由它建立的一些参数外，并介绍密实性与细料含量及不均匀系数之间的关系。土的密实性以孔隙率 n 表示，与干密度 ρ_d 呈以下关系：

$$n = 1 - \frac{\rho_d}{G_s \rho_w} \quad (2-2)$$

式中 G_s ——土的比重；

ρ_w ——水的密度，g/cm³。

第二节 无粘性土颗粒组成的类型与分类

一、颗粒组成的类型

颗粒组成是研究无粘性土基本特性的主要依据，通常以各粒径级含量的累积曲线，或分布曲线表示。无粘性土分均匀土和不均匀土两大类，它们的颗粒组成曲线有明显的区别。前者分布曲线只有单峰一种形式，各个粒径级都有一定的含量，而且峰值粒径的含量占绝对优势，并且峰值粒径、中值粒径及 d_{60} 无明显差别。如图2-1曲线1和1'，其中曲线1为累积曲线，曲线1'为分布曲线。

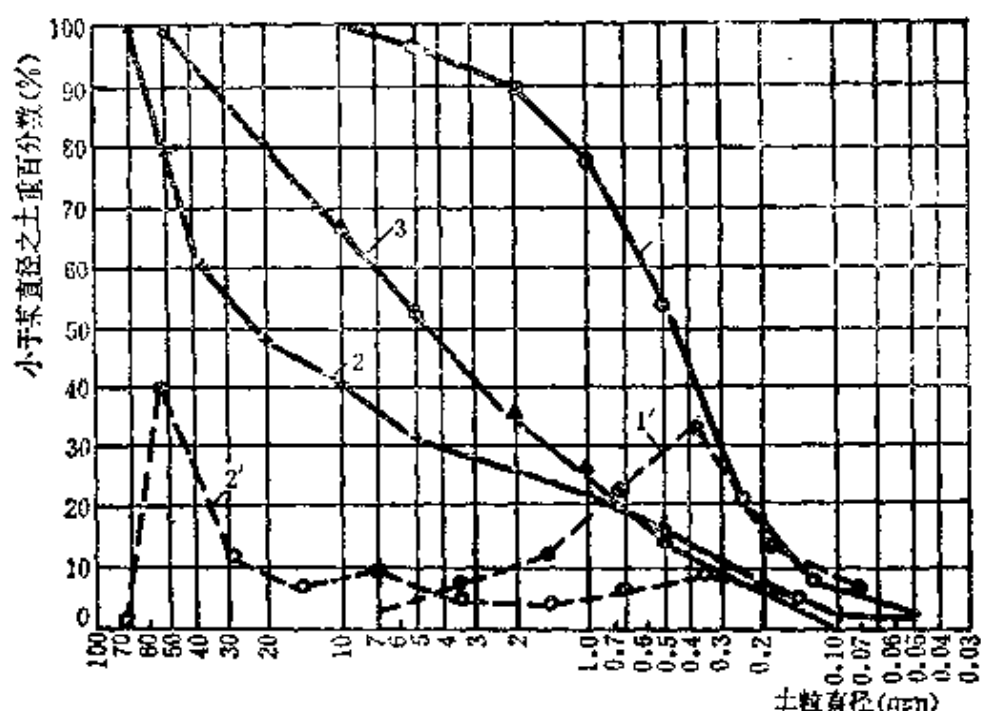


图 2-1 均匀和不均匀土级配连续型的颗粒组成曲线

——累积曲线 ---分布曲线

1、1'— ± 1 , $C_u = 4$; 2、2'— ± 29 , $C_u = 141$; 3— ± 26 , $C_u = 23$

不均匀土的颗粒分布曲线多呈两种形式，第一种形式也为单峰，但与均匀土不同，其峰值远偏离中值，而且多呈左偏峰。不过有时也出现双峰，但右峰较低，两峰之间的曲线仍然连续，谷点粒径的含量至少有 4%~5%。累积曲线的特点，表现为曲线的坡度无明显平缓段，如图 2-1 曲线 2 和 2'。另一种形式的分布曲线明显呈双峰，双峰之间有的曲线有间断处，有的虽然相连接，但最低点的粒径含量小于或等于 3%。累积曲线形状的特点，明显呈椅子形。这种土称为级配不连续土，也称缺乏中间粒径的土，以图 2-2 中曲线 3、5 为典型。

在自然界中，不均匀土的颗粒组成大多数呈级配不连续型，而且主要出现在河流的中、上游，这是多沙河流中水流的挟带能力随时期不同所造成，丰水期河道只能沉积粗颗粒，枯水期主要沉积细颗粒，加之一般河流的特性多在汛期猛涨猛落，中间粒径多被分选。根据各个地区的资料统计，这部分被分选的粒径主要在 0.5~5.0mm 范围内，以 1~2mm 粒径含量为最少。

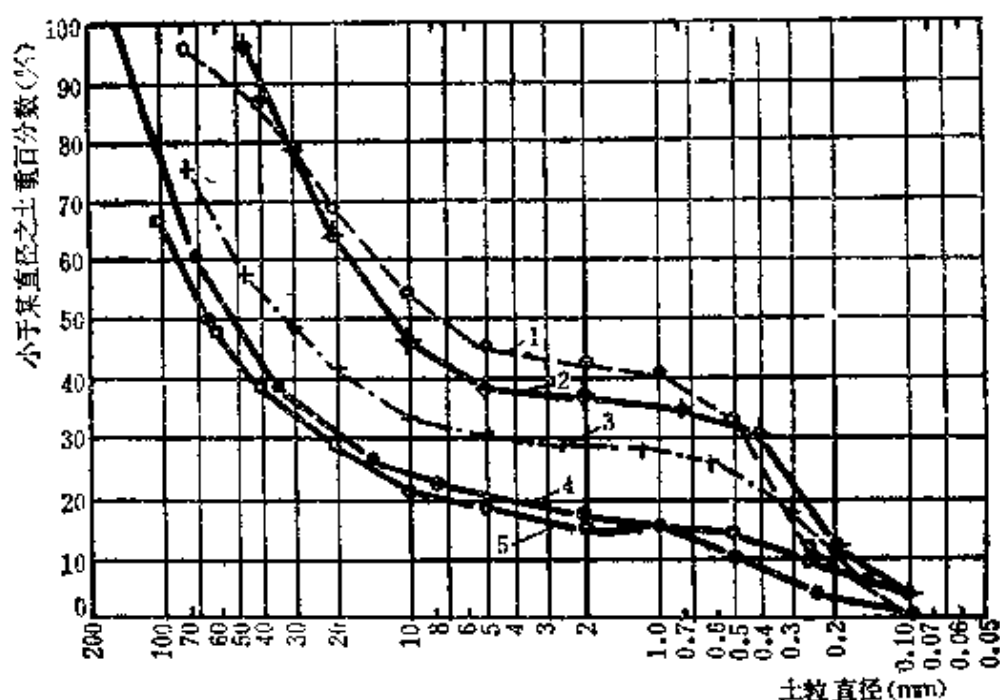


图 2-2 各个地区砂砾料的颗粒组成曲线(级配不连续型)

1—密云白河; 2—大伙房; 3—岳城; 4—黄壁庄; 5—小浪底

必须指出, 在绘制颗粒分布曲线时, 所选取的粒径级在对数坐标上, 应呈等间距或接近等间距分布的形式, 即粒径级由小到大呈等比级数或接近等比级数增加, 如 $1 \sim 2\text{mm}$, $2 \sim 4$ (或 5) mm 等, 若不遵守这一原则, 会人为地将单峰土的颗粒分布曲线绘成双峰甚至多峰曲线。

二、均匀土的区分原则和方法

在土力学中将均匀土列为级配不良的土。该土压密性差, 孔隙率大, 稳定性不好。太沙基指出, $d_{10} < 0.1\text{mm}$, 不均匀系数 $C_u < 5$ 的砂土是最不稳定的^[12]。从渗透稳定的角度考虑, 均匀土是指各个颗粒之间呈相互制约, 渗透破坏只有一种形式——流土, 即颗粒体在渗透力的作用下呈集体移动的土。

均匀土的确定标准, 至今尚未统一。有的国家以不均匀系数小于5的土叫均匀土, 而日本以不均匀系数小于10的土为均匀土^[16]。大量的试验资料表明, 在自然界的无粘性土中, 当不均匀系数小于10时, 颗粒级配曲线多呈连续型, 分布曲线多数是对数正态分布, 或接近对数正态分布的形式, 渗透破坏只有流土一

种形式，所以B.C.依斯托美娜以不均匀系数小于10作为区分均匀土的准则^{[1][3]}。可见，均匀土的区分准则变化于某一范围，就不均匀系数而言在5~10之间。

第三节 不均匀土颗粒级配曲线形状与基本性质

如上所述，自然界中的不均匀土，颗粒组成曲线有连续级配和不连续级配两种形式，二者的密实性也不相同。

一、级配不连续土的基本性质

(一) 颗粒组成的特征

这类土遍布全国，为经过两次沉积或冲积而形成的粗细两种料的混合物，粗料多为粒径大于5mm的砾卵石，细料为砂土类，粒径普遍小于1.0mm，其颗粒分布曲线呈双峰型。必须注意的是级配不连续的土一定属双峰型，而双峰型的土并不都是级配不连续，级配不连续的定义是双峰之间谷点粒径的含量应小于等于3%，而且至少具有一个粒径级。如果含量大于3%，则谷点粒径将土的粗细两部分联系在一起，使土的渗透稳定方面显示出级配连续型的特性。图2-3的砾2'-1~砾2'-4是一组级配不连续土的颗粒组成曲线，代表由砾2'粗料和砾2'细料组成的混合料，其中砾2'细料的含量从15%到40%。由图可见，砾2'粗细料的粒径范围分别为1~25.4mm和0.1~0.8mm，二者之间缺少0.8~1.0mm的粒径，同时就粗料本身而言，1~2mm和2~4mm粒径级的含量都在5%以下，以致在混合料中数量显得更小，均小于3%，因此混合料是一组典型的级配不连续的土。粗细料的区分粒径是指所缺粒径级的最大和最小粒径的平均值，大于该粒径的料称为粗料，否则为细料。按照这一原则，图2-3中混合料区分粗细料的粒径应是0.9mm，大于0.9mm的料是该组混合料的粗料，小于0.9mm的料为细料。

这类混合料的性质视细料含量的多寡而异。当细料含量较少，不足以充满粗料的孔隙时，基本性质决定于粗料的孔隙。反

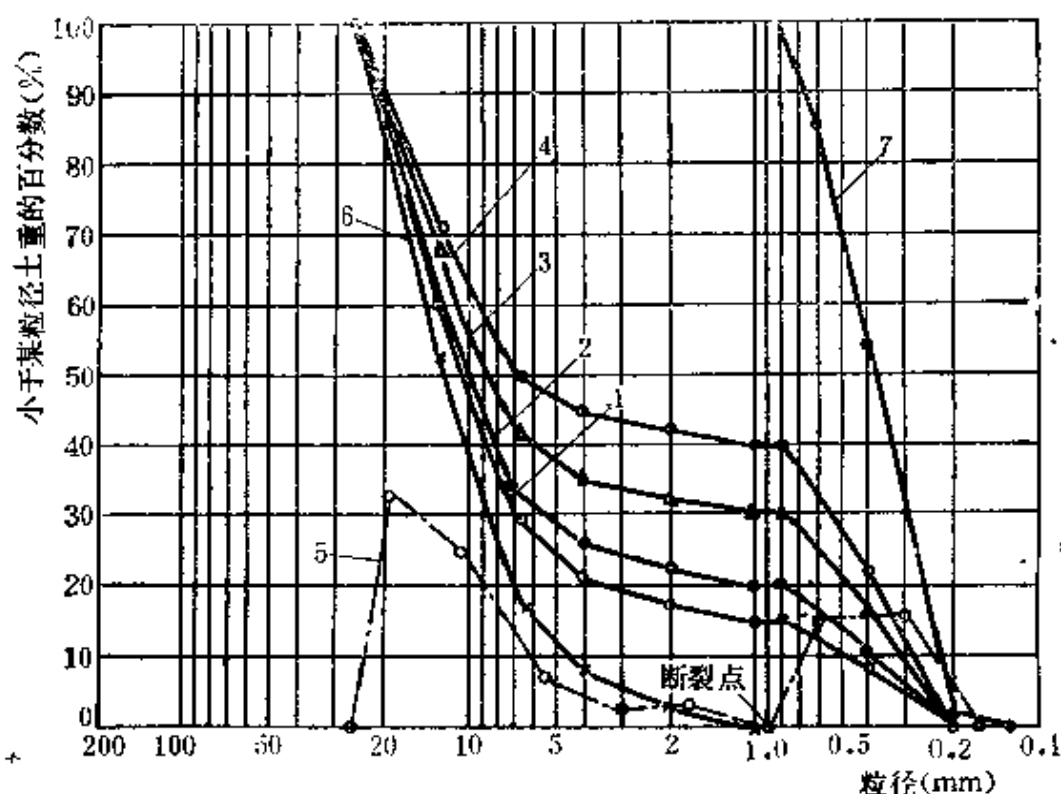


图 2-3 砾2'-1到砾2'-4及砾2'粗料和细料的颗粒组成曲线

1—砾2'-1(15%)颗粒组成曲线；2—砾2'-2(20%)颗粒组成曲线；3—砾2'-3(30%)颗粒组成曲线；4—砾2'-4(40%)颗粒组成曲线；5—砾2'-3的颗粒分布曲线；6—砾2'粗料颗粒组成曲线；7—砾2'细料颗粒组成曲线

之,当细料含量超过某一数值后,细料的体积就会大于粗料孔隙体积,混合料的性质则向粗料方面转化。本章仅以混合料的密度及渗透系数的变化阐明这一特性,与渗透破坏有关的特性放在第三章中阐述。

(二) 土的孔隙体积、粗料的骨架作用与细料含量的关系

将粗细两种料按细料含量10%, 15%, 20%, 30%, 40%, 50%分别配成不同的混合料,并进行击实试验。试验采用的单位平均功能为 1.0MJ/m^3 ,以试验后的孔隙率表示密实度。试验结果表明,当细料含量小于某一值时,只填充粗料孔隙,不破坏粗料的骨架作用,因此混合料的体积不会有明显增大。此时,随着细料含量地不断增加,混合土料的密度呈直线增加,孔隙体积相应地呈直线下降,当细料含量超过某一值后,混合料的性质就发生了根本变化。图2-4是两种粗料,细料含量不同时的压实曲线。

一种土的粗料为土1，另一种为图2-3中的砾2'。曲线3是由砾2'和不同细料含量组成的各种混合料，都是处于最密实状态时的孔隙率与细料含量之间的关系曲线。曲线4是混合料中粗料的孔隙随掺入的细料含量不同而变化的性状。图中明显看到，细料含量小于25%时，尽管有细料掺入粗料，使混合料的孔隙在减小，但粗料本身的孔隙体积并没有发生大的变化，这表明在此以前混合料的孔隙体积虽然约呈直线下降，但细料只是填充粗料孔隙，并不参预骨架的作用，而处于不受力状态，在结构上是不稳定的，所以不影响粗料的孔隙体积。直到细料掺入量大于25%时，粗料本身的结构开始被细料所破坏，孔隙才产生明显增大，此时混合料的孔隙体积也不再减小，反而相应地增大，表明细料在土中开始参预骨架的作用。随着细料含量的继续增加，粗细料建立起统一的结构，共同构成骨架。直到细料含量大于70%以后，混合料中粗料的作用才开始明显地减小，最后混合料的孔隙体积变为纯细料的孔隙体积，其性质也变为细料的性质。图2-4中，曲

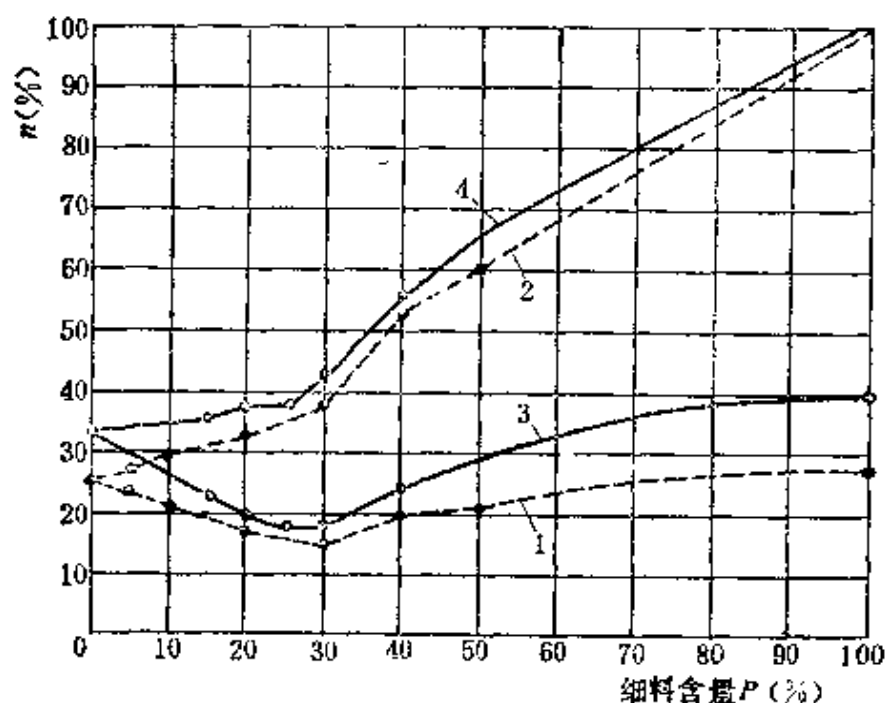


图 2-4 混合料及粗料的孔隙率与细料含量的关系

1、3—分别为以土1和砾2'为粗料的各种混合料的最小孔隙率；2、4—分别为掺入细料后粗料土1和砾2'的最小孔隙率

线 1、2 相应于粗料土 1 的压实试验曲线，与曲线 3、4 具有相同的形状。我们将获得最小孔隙率的混合料称为最优级配料。

表 2-1 中列入了几种不同粗料按不同比例掺入细料后由击实试验求得的最优级配的试验结果。表中列有最优级配时的最小孔隙率及相应的细料含量值。其中砾 2 和土 1 的粗料粒径范围分别为 $4 \sim 25.4\text{mm}$ 和 $0.63 \sim 25.4\text{mm}$ ，细料都是粒径小于 0.63mm 的细砂。表 2-1 表明，当粗料为均匀料时，最优级配混合料，即开始参预骨架作用的细料含量，变化于 $25\% \sim 30\%$ 之间。

表 2-1 最优级配细料含量及相应最小孔隙率的试验结果

混合料中粗料编号		砾 2' 1~25.4 (mm)	砾 2 4~25.4 (mm)	土 1 0.63~ 25.4 (mm)	鲁 2 [1*] 3~5 (mm)	碧口砂 砾 石
粗料 C_0		3.1	2.3	5.6	1.3	
粗料的 n_1	无细料(1)	0.33	0.33	0.25	0.39	0.27
	细料刚填满(2)	0.38	0.41	0.40	0.44	
	撑开系数(2)/(1)	1.15	1.24	1.75	1.33	
最优细料含量 P (%)	计值算	式(2-6)	16.7	18.3	12.0	21.8
		式(2-8)	25.8	27.8	25.6	28.9
	试验值		25.0	28.0	25.8	29.0
最优级配的最小孔隙率		0.16	0.18	0.15	0.22	0.16

(三) 混合料中开始参预骨架作用的细料含量

细料开始掺预骨架作用后，混合料在结构上产生了明显变化，由内部结构不稳定的土变成了内部结构稳定的土，在性质上也有了大的区别，因而从理论上寻求开始产生这一变化的细料含量值，对进一步认识级配不连续土的性质具有重要的意义。

可以假定，最优级配的混合料中粗料是骨架，细料只起占有全部孔隙的作用，不改变粗料的孔隙体积，而混合料的孔隙体积即为细料的孔隙体积，于是就可求得确定细料刚刚填满粗料孔

隙，即参预骨架作用时细料含量 P 的理论计算式^[2]：

$$P = \frac{\rho_{d1} n_2}{(1 - n_2) \rho_{s2} + \rho_{d1} n_2} \quad (2-3)$$

$$\rho_{d1} = (1 - n_1) \rho_{s1} \quad (2-4)$$

式中 ρ_{d1} —— 细料干密度， g/cm^3 ；

n_1 —— 单位土体细料孔隙体积；

n_2 —— 单位土体粗料孔隙体积；

ρ_{s2} —— 粗料土粒密度， g/cm^3 。

以上假定的物理概念可用图2-5表示。图中同时表明了单位体积的混合料中，细料刚填满粗料孔隙时粗、细料的颗粒体积与孔隙体积的相互关系。从图可知

$$n_1 = \frac{n}{n_2} \quad (2-5)$$

式中 n —— 混合土料单位土体的孔隙体积。

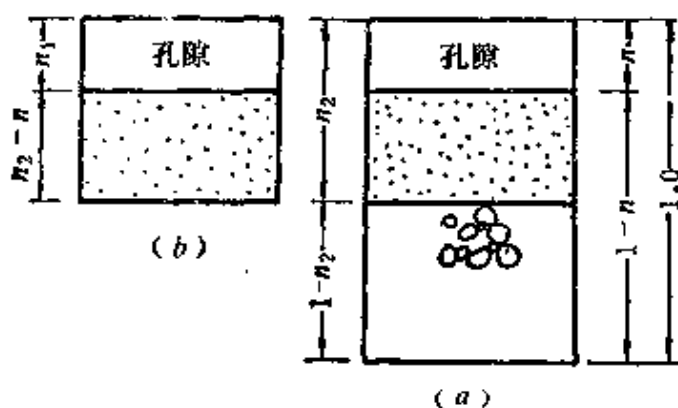


图 2-5 最优级配时混合料中粗料、细料和孔隙体积的关系

(a) 混合料；(b) 细料

n —单位土体孔隙体积； n_2 —单位土体粗料孔隙体积； n_1 —单位土体细料孔隙体积； $(n_2 - n)$ —单位土体细料颗粒体积

将式(2-4)、式(2-5)同时代入式(2-3)中，并考虑到无粘性土一般是 $\rho_{s1} = \rho_{s2}$ ，则得细料含量与孔隙率的关系

$$P = \frac{n_2 - n}{1 - n} \quad (2-6)$$

式(2-6)是理想状态下细料刚刚填满粗料孔隙时，混合料中细料含量的理论计算式。亦即细料在充填粗料孔隙的过程中，直到孔隙被填满，粗料的孔隙体积都没有发生任何变化的理想情况。

由图2-4及表2-1可知, 当细料掺入粗料后, 尽管是细料刚填满粗料孔隙, 而且混合料处于最紧密状态, 但粗料并不完全处于初始的紧密状态, 它的体积多少总是有点被细料所撑开, 孔隙体积总是大于初始状态。如图2-4中的混合料砾2', 粗料单独存在时 $n_2 = 0.33$, 细料刚填满粗料孔隙时变为 $n_2 = 0.38$ 。±1 由于粗料与细料之间间断的粒径范围较小, 粗料的孔隙直径与细料的最大粒径相差不大, 粗料的孔隙最容易被细料撑开, 因此最优级配时粗料的孔隙由初始状态时的0.25变为0.40, 明显增大。所以式(2-6)只是代表一种理想状态, 实际上处于最优级配状态时的混合料, 它的粗料孔隙体积都要大于初始状态, 并变化于0.38~0.44之间。表2-1中按式(2-6)计算所得的P值要小于试验中实际求得值, 原因就在于此。由此可见, 要使计算求得的细料含量值与实际相符合, 式(2-6)中的 n_2 值应考虑粗料被细料撑开的这一因素, 即应采用粗料在混合料中的实际值。

要确定天然土中 n_2 的实际值。比较复杂, 康德拉且夫在研究中, 把其简化为常数, 并取 $n_2 = 0.50$ 。由于过于简化, 使P的计算值与试验结果相差较大。他的计算值变化于 $P = 30\% \sim 41\%$ 之间, 不仅上限偏大而且变化趋势是土愈不均匀, 最优级配时的细料含量越大, 这与实际情况也不相符。分析试验结果表明, 天然混合料中 n_2 变化的趋势是随混合料孔隙率 n 的增大而增大。增大值 Δn_2 与 n 的关系为 $\Delta n_2 = 3n^2$, 取均匀粗料的孔隙率为0.30, 则混合料中粗料实际的最小孔隙率

$$n_2 = 0.30 + 3n^2 \quad (2-7)$$

将式(2-6)中理想状态时的 n_2 代成最优级配时实际的 n_2 值, 则式(2-6)变成

$$P = \frac{0.30 + 3n^2 - n}{1 - n} = \frac{0.30 - n + 3n^2}{1 - n} \quad (2-8)$$

式(2-8)为实际情况下最优级配的细料含量计算式, 按式(2-8)的计算结果一并列入表2-1, 结果与试验值基本相一致。

如果混合料的细料含量 P_s 等于按式(2-8)的计算值 P ,则表明该混合料为最优级配料。当 $P_s < P$ 时,表明细料填不满粗料孔隙,在混合料中处于可移动状态,因而混合料是种内部结构不稳定的土,在小的水力比降下细颗粒就会从土孔隙中被渗流所带走。当 $P_s > P$ 时,细料不仅填满了粗料孔隙,而且与粗料共同组成土骨架,形成稳定结构。因此,式(2-8)可以作为判别级配不连续土内部结构是否稳定的标准,也是研究渗透稳定性的标准。

试验和计算结果共同证明,最优级配时的细料含量变化于 $P = 30\%$ 左右的不大范围内。从实用的观点出发,可以认为 $P = 30\%$ 是细料开始参与骨架作用的界限值。

(四) 渗透系数与细料含量的关系

渗透系数是反映土孔隙大小的主要指标,决定孔隙大小的主要因素又是细料的粒级和组成,不均匀土中细料含量的变化不仅表征着孔隙率的变化,而且是孔隙大小的变化。当细料含量小于 30% 时,填不满粗料的孔隙,因此对渗透系数起控制作用的是粗料的渗透性。当细料含量大于 30% 时,混合料的孔隙开始与细料发生密切关系。当细料含量大于 70% 时,此时粗料只起填充作用,对渗透系数的影响明显减小,直至消失。第一章中曾提到 d_{30} 和 d_{70} 是无粘性土的两个重要特征粒径,原因就在于此。图2-6是粗细两种土按不同的含量掺合后的渗透试验结果,充分的表明了细料含量是影响不均匀土渗透系数的主要因素,同时证明了上述论点。

二、级配连续土的基本性质

某些研究者仍将级配连续的土分为粗细两部分,并将级配不连续土的细料含量与土的基本性质间的关系直接引伸到级配连续的土,但是缺乏充分地论证,为此作些讨论。

1. 细料含量决定级配不连续土基本性质的概念向级配连续土的进一步引伸

根据我们的实践和研究,认为细料含量决定土的基本性质的

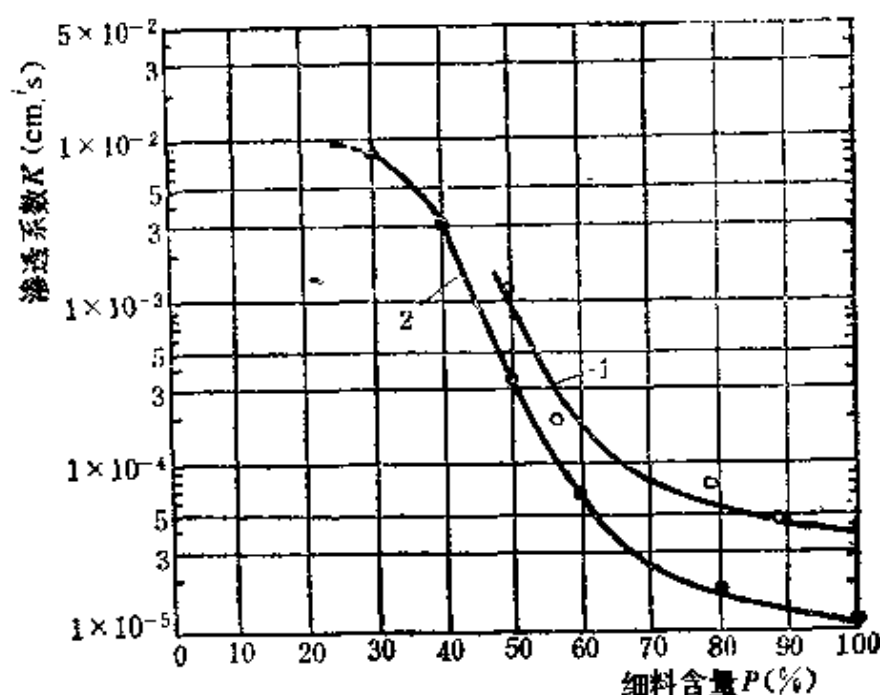


图 2-6 混合料的 $P-K$ 关系

1—砾石掺粘土；2—昌马碎石土

概念可以引伸到级配连续的不均匀土。如在反滤层的设计标准方面，对级配连续的土分为粗料和细料，并采取保护细料的原则。在这方面存在的主要问题是，对这类土以何种标准确定粗细料的区分粒径，这是值得进一步探讨的问题。

2. 区分细料的方法和准则

这类土目前有两种区分细料的方法。一种是以 $1 \sim 2 \text{ mm}$ 的粒径作为区分粒径^[1]，另一种是以 5 mm 的粒径为区分粒径。前者主要用于区分土的渗透稳定性，后者主要用于研究土的压实性。这两种区分方法都没有充分的论据。我们认为，判别级配连续土所给区分粒径的方法是否具有普遍性，同样应当是级配不连续土最优级配的概念，即有最大和最小粒径相同的一组土，其中必然有一种土的密度最大。这组土的粗细料区分粒径应当是密度最大的一种土中颗粒分析曲线上细料含量在 30% 左右的粒径。考虑到级配连续土粗料孔隙最易被细料撑开的这一情况，最优细料含量应在 $30\% \sim 35\%$ 之间。应当从此概念出发，寻找确定细料区分粒径的方法。

图2-7是一簇最大和最小粒径相同的任意级配的级配连续的颗粒组成曲线。以单位压力为10MPa进行压缩试验,求得的密实度列于表2-2^[17]。试验结果以其中4号土的孔隙率为最小, $n \approx 0.30$,表明该组土的最优级配接近4号土。进一步分析4号土的细料含量,若以2mm为区分粒径,则 $P = 15\%$,显然和上述30%左右的概念不一致。若以图2-7中 $C_u = 5$ 的曲线为细料,则 $P = 35\%$,如图2-7所示。相应的区分粒径为11mm。若以几何平均粒径 $d = \sqrt{d_{70}d_{10}} = 8.0\text{mm}$ 为区分粒径,则 $P = 31\%$ 。另外按式(2-8)计算结果, $n = 0.30$ 时, $P = 36\%$ 。以上分析充分表明,用1~2mm的粒径作为级配连续土细料的区分粒径是

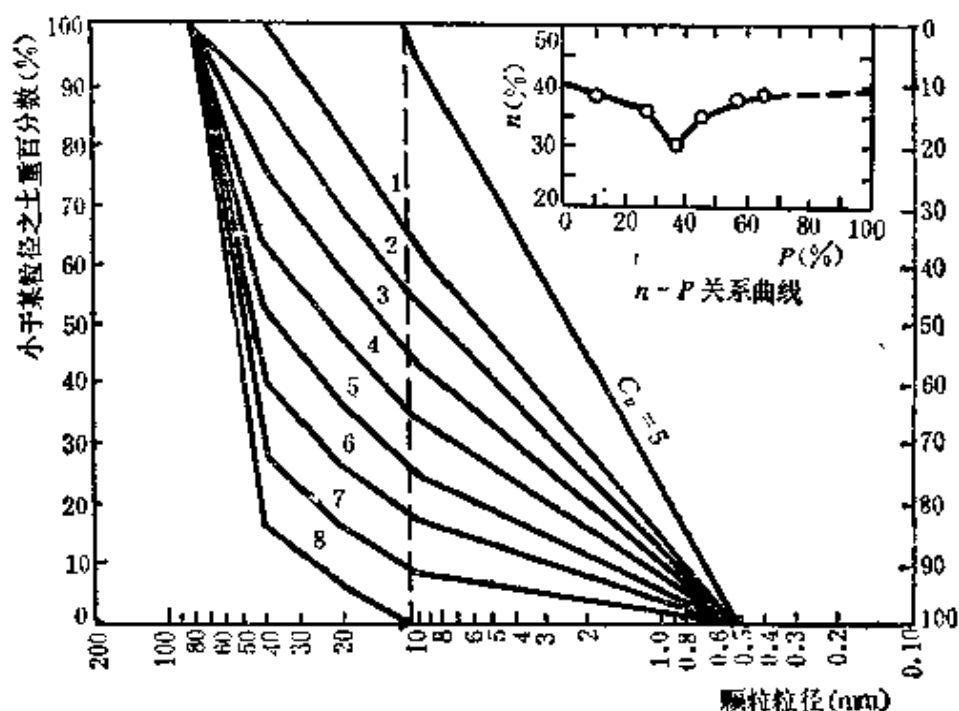


图 2-7 研究级配连续土最优级配的颗粒组成曲线

表 2-2 级配连续土不均匀系数 C_u 与 n 的关系

土 号	1	2	3	4	5	6	7	8
C_u	11.1	14.6	21.4	32.2	26.9	17.8	5.0	1.9
$n(\%)$	0.38	0.36	0.35	0.30	0.37	0.38	0.39	0.41

没有普遍性的。似乎以 $C_u = 5$ 的细粒部分为整个土的细料，可能更合适。或者以 $d = \sqrt{d_{70}d_{10}}$ 作为区分粒径更恰当。因为用这两种方法求得的细料含量与式(2-8)的计算结果基本相一致。

在工程实践中，因经常出现对不均匀土不分类型，全部以1~2 mm的粒径作为粗细料的区分粒径，并以其细料含量来判别不均匀土的渗透稳定性，而往往具有一定可靠性的情况，致使一些人误认为这种方法是符合实际的。产生这一结果的主要原因是，在自然界中，当土料的 $C_u > 10$ 时，大多数土料都是由砂和砾卵石混合而成，一般都具有级配不连续性，而且0.5~5 mm范围内的粒径较少，且以1~2 mm的粒径为最少。因此，用1~2 mm的粒径作为天然不均匀料中粗细料的区分粒径，这就使之在工程实际中产生了一定的适用性。进行深入分析可知，这种原则要推广到级配连续的任意料，就显不够严格。

第四节 无粘性土的颗粒组成与密度

无粘性土的密度也是决定力学性质的因素之一，如强度、渗透性及抗渗强度等均与土的密度有关，是渗透稳定分析中不可缺少的物理性指标。表示密度的最好方法是孔隙率，因为孔隙率中除去了颗粒密度的影响因素。式(2-2)给出了土体密度与孔隙率的关系。

大量试验资料表明，无粘性土的孔隙率不仅决定于本身的相对密度，而且与颗粒组成有密切关系。在同一的相对密度下，均匀土的孔隙率比不均匀土大很多，不均匀系数愈大，这一差别越明显。图2-8是根据试验资料绘成的无粘性土的孔隙率与不均匀系数间的关系，表明了它们之间具有一定的函数关系。图中每一个不均匀系数对应着一组在一定范围内变化的孔隙率，这一变化范围反映了土体所处的紧密状态。我们知道，均匀的球体呈最紧密状态排列时， $n = 0.259$ ，呈最疏松状态时 $n = 0.476$ 。图2-8表明， $C_u = 1.0$ 时， $n = 0.30 \sim 0.46$ ，最小孔隙率稍大于均匀球

体呈最紧密排列时的数值。由此可知，图中两条平行线的上限表示土体处于疏松状态，下限表示接近最紧密的状态。根据图2-8的曲线可以写出孔隙率、颗粒组成及密实度三者之间的关系式

$$n = \frac{n_0}{\sqrt[3]{C_u}} \quad (2-9)$$

式中 n_0 ——单一粒径均匀土的孔隙率，紧密状态时为0.30，疏松状态时为0.46。

已知土的不均匀系数，并明确了土体需要达到的相对密度，即可选用相应的 n_0 值，然后根据式(2-9)估算土体的孔隙率。在缺乏土的干密度试验资料的情况下，计算土的渗透系数或孔隙平均直径时，就可用式(2-9)计算孔隙率。

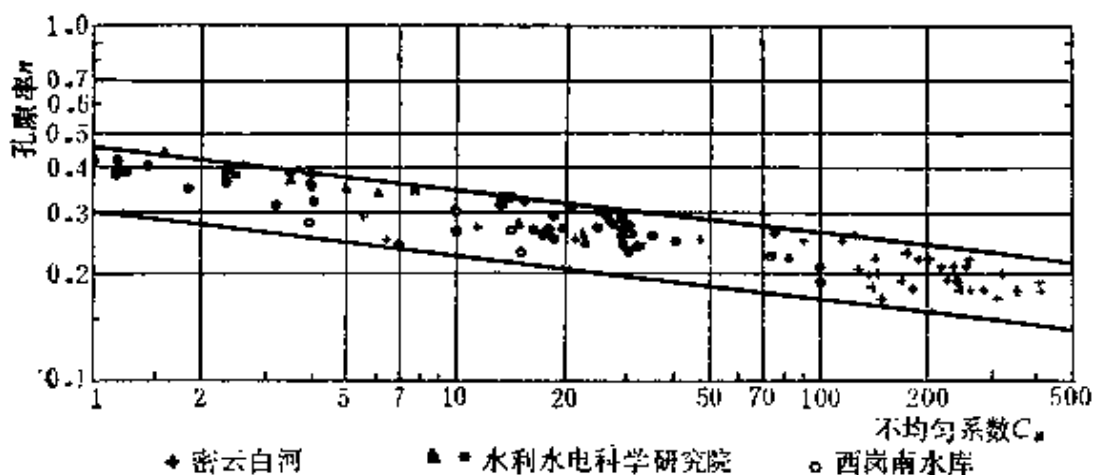


图 2-8 不均匀系数 C_u 与孔隙率 n 的关系

第五节 无粘性土的特征粒径及特性参数

颗粒组成是反映无粘性土基本性质的重要因素，实践表明，土的颗粒组成的性状，可以用它的特性粒径和参数来表示，这样对研究土的基本性质更方便，更有实用性。土的特征粒径及参数较多，根据我们多年的实践经验，认为最能反映它的特性的有以下几种特征粒径和特性参数。

一、有代表性的几种特征粒径

1) d_{10} ——有效粒径, 小于该粒径的土重占总土重的10%。
哈增最早用它确定均匀细砂的渗透系数。

2) d_{20} ——等效粒径, 小于该粒径的土重占总土重的20%。
在渗透性方面与粒径相同于 d_{20} 的均一土是等效的。

3) d_{30} ——分界粒径, 小于该粒径的土重占总土重的30%。
土中小于或等于 d_{30} 的部分为填料, 大于 d_{30} 的部分为土的骨架。

4) d_{60} ——哈增最早提出的控制粒径, 小于该粒径的土重占总土重的60%。

5) d_{70} ——不均匀土中粗料开始起控制作用的粒径, 小于该粒径的土重占总土重的70%。

6) d_{85} ——太沙基的控制粒径, 小于该粒径的土重占总土重的85%。

早在40年代, 太沙基就已指出, “随着人们对细粒土的认识日益增加, 显然已经知道土的性质主要是由相当于20%的细粒土而定, 并且最好是以 d_{10} 和 d_{70} 作为不均匀土的特征粒径”^[12]。近40多年的实践证明, 太沙基的这一论断是完全正确的。

二、特征粒径与特性参数

(1) 不均匀系数 C_u $C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}}$, 是反映土的组成离散程度的参数, C_u 愈大表示土中包含的粒径级愈多, 粗细料粒径之间的范围较大, 因此土愈不均匀。它不能反映颗粒级配曲线的形状、类型及细料含量的多少。

(2) 曲率系数 C_c $C_c = \frac{d_{30}^2}{d_{60}d_{10}}$, 能在一定程度上反映颗粒组成曲线的特性。大量试验资料表明, C_u 相同的土, 尽管粗料级配相同, 若细料组成的变化范围较大, 土的性质同样差别较大, 这一问题在渗透性方面表现尤为突出, 表明 C_u 值的大小只能反映离散程度, 并不能反映起影响作用的细料含量及级配问题。 C_c 值则不同, 它同时可以表明颗粒级配曲线的类型及细料含量。

对级配连续的土，细料级配的变化范围一般都不太大，因此 C_c 变化于1~5之间。 $C_c < 1.0$ ，往往表明级配不连续，而且细料含量大于30%。 $C_c > 5$ ，往往也是级配不连续，但细料含量小于30%。由此可见， C_c 是可以充分反映30%的细料粒径在土中所占比例的参数。在土力学中认为 $C_c = 1 \sim 3$ 的土为优良级配^[18]，其原因是在这一范围内土的颗粒组成曲线是连续级配，而且内部结构是稳定的。

(3) 细料含量 P 表示不均匀土中粗颗粒的孔隙被细颗粒填充程度的指标。以总土重的百分数计，一般可大致以细料占总重量的30%作为评价细料填满粗料孔隙体积的界限指标。

第三章 无粘性土的渗透稳定特性 及抗渗强度

第一节 概 述

无粘性土是各类砂及砂砾（卵）石混合料的统称，颗粒组成变化范围很广，不仅是土石坝的主要筑坝材料，而且是常遇到的地基土。无论是作为筑坝材料或是大坝地基，在渗流作用下都需要考虑破坏问题。许多水工建筑物的破坏和失事都是由于渗透破坏而造成，故渗透破坏为工程界广泛所重视。40年代以前，对土的渗透破坏研究主要以经验统计为主，以后逐渐建立了一套试验手段，并从理论上进行了分析和总结，对无粘性土渗透破坏特性的认识有了长足的进展。近30多年来，对此取得了不少研究成果，其主要特征是将渗透破坏特性与土的基本性质，特别是土的颗粒组成和密实程度相结合，从而建立了破坏特性与基本性质的关系，形成了一套理论。土的渗透稳定性就是反映土的各类渗透破坏性质的总称。

在土的渗透稳定性的研究方面，K.太沙基首先给出了确定均匀无粘性土破坏水力比降的理论表达式，B.C.依斯托美娜将理想的单一粒径土的研究首次引伸到天然不均匀无粘性土，给出了土的不均匀系数与渗透破坏形式及破坏水力比降的关系。随后B.H.康德拉且夫将天然土按颗粒组成曲线分为双峰土和单峰土，并给出了它们与渗透破坏形式之间的关系。60年代初期，我们根据国内实践经验，系统地阐明了缺乏中间粒径的砂砾石的渗透稳定特性，从而明确了细料含量在土体渗透稳定中的主导作用，并据此拟定了渗透破坏形式的判别准则，以及破坏水力比降的确定方法。从而对无粘性土的渗透破坏理论有了进一步深化。

关于无粘性土渗透破坏形式的研究，实质是从渗流的角度研

究土的颗粒组成的特性以及颗粒间相互制约的程度。最终目的是认识渗透破坏的机理，建立合理而正确地确定破坏水力比降的方法，为设计者分析建筑物的渗透稳定性并进行渗流控制提供理论基础和数据。

第二节 无粘性土的渗透破坏形式及判别方法

一、无粘性土的渗透破坏形式

水工建筑物与地基的渗透破坏，在后期多表现为集中渗流对土体的冲刷，形如管中涌水，以往统称管涌。这是从宏观上的体验，但由于土质不同，形成集中渗流管道的机理各不相同，一种是局部土体在渗流出口被渗流所破坏，然后继续发展而成；另一种是土孔隙中的细颗粒被渗流不断带走的结果。在成层结构的土体中，破坏又多从层面开始。渗透破坏的机理不同，于是土体能够承受的渗透力以及形成集中渗流管道直到最终破坏所需要的时间都不相同。有的建筑物很快失事，有的则需要较长时间。

从50年代开始，对土的渗透破坏从宏观对比深入到机理研究，并从渗透破坏机理的角度将破坏形式分为流土，管涌，接触流失和接触冲刷四种形式。称为土的渗透破坏的四种模式。前两种模式发生在单一土层中，后两种模式发生在成层土中，现分述如下。

（1）流土 在上升渗流的作用下，局部土体的表面隆起、浮动或某一颗粒群的同时起动而流失的现象称为流土。前两者多发生在含有粉土颗粒的土体或较均匀的砂土中，后者多发生在不均匀的砂性土中，而且都是发生在渗流出口无任何保护的情况下。

（2）管涌 在渗流作用下，土体中的细颗粒在孔隙孔道中移动并被带出土体以外的现象称为管涌，主要发生在砂砾石土层中，这种土属内部结构不稳定的土。

（3）接触流失 在层次分明，渗透系数相差很大的两层土

中，当渗流垂直于层面运动，将细粒层中的细颗粒带入粗粒层的现象称为接触流失。表现形式可能是单个颗粒进入邻层，也可能是颗粒群的同时进入，所以包括接触管涌和接触流土两种形式。

(4) 接触冲刷 当渗流沿着两种不同粒径组成的土层层面带走细颗粒的情况，称为接触冲刷。在自然界中，沿两种介质界面，如建筑物与地基，土坝与涵管等接触面流动促成的冲刷，都属此类破坏。

纯粹就土本身的性质而言，其破坏形式只有管涌和流土之分；有时也将无粘性土分为管涌土和非管涌土两种类型，非管涌土实际上是指上述流土型的土。

同为管涌型的土，渗透破坏的发展形态又有不同。有一种土，一旦出现渗透破坏，细颗粒连续不断地带出土体以外，土体无能力再承受更大的水头，有的土还会出现承受水头下降的情况，这类土又称为发展型管涌土。另一种土，在出现管涌现象后不久，细颗粒停止流出；只有继续增大水头，管涌又才重新出现，土体承受的水力比降还可继续加大，最后土表面形成许多大的泉眼，渗流量不断增大，或者最后以流土的形式破坏。这种土有时称为非发展型管涌土，实际上属管涌和流土的过渡型。所以若进行更细的分类，单一土层的渗透破坏形式可细分为流土、管涌和过渡型三种类型。

单一土层的三种渗透破坏形式，各自反映了土体内各个颗粒间相互接触的三种状态：

流土——表示土体中的各个颗粒之间都是相互紧密结合的，相互之间具有较强的制约能力；

管涌——表明土内有一部分细颗粒不是相互紧密接触的，甚至有的颗粒是处于自由状态，粗颗粒不能完全制约细颗粒，所以抵抗渗透破坏的能力较低；

过渡型——表明土中的细颗粒处于上述二者之间，当土体处于密实状态，则可能呈流土型，疏松状态则呈管涌型。

以上情况表明，不同的渗透破坏形式反映了不同的破坏机

理，以流土破坏的危害性最大。因此在研究土的渗透破坏特性时应先区分破坏形式，可使复杂的问题单一化，有利于进一步确定抗渗比降。

二、渗透破坏形式的判别方法

已有判别单一土层渗透破坏形式的方法较多，归纳起来可分为单一因素法，双因素法及综合分析法。

(一) 单一因素法

1. 依斯托美娜不均匀系数法^[1]

B.C.依斯托美娜在土的渗透稳定性方面的研究成就主要有两个方面：第一，首先提出判别天然不均匀土的破坏形式及抗渗比降的确定方法。第二，广泛地进行各种类型土的渗透破坏试验，对渗透破坏特性提供了大量试验资料，并提出将 $C_u > 20$ 的土分为骨架和填料，区分粒径为1mm；细料含量要影响混合料的抗渗比降；土的渗透系数决定于细料的颗粒组成和在土骨架中占的比例等。尽管这些观点当时还不够完善，但对以后的研究工作在一定程度上起了指导作用。她在大量试验资料的基上，经过分析提出在上升渗流的作用下，土的渗透破坏形式主要决定于不均匀系数 C_u 的结论，如表3-1所列。

表 3-1 依斯托美娜的研究结果

C_u	<10	10~20	>20
破坏形式	流土型	过渡型	管涌型
允许抗渗比降	0.4	0.2	0.1

实践表明，依氏的方法对 $C_u < 10$ 的土是适用的，而对于 $C_u > 10$ 的土，则其可靠程度将视颗粒组成的类型而定，对级配连续型土的可靠程度稍大于级配不连续型的土。因为 C_u 只是反映土颗粒组成离散程度的一个参数，如第二章所述，当 $C_u > 10$ 时，无粘性土的颗粒组成曲线分为级配连续和级配不连续两种类型，

此时 C_u 并不能全面地反映颗粒组成的上述特性, 致使依氏的理论带有一定的局限性。

2. 细料粒径对比法

Г.Х. 甫拉维登 (Праведный) 以土体中细颗粒的某一粒径 d 与土体孔隙平均直径 D_0 之比值判别土的渗透破坏形式。当 $D_0/d \leq 1.3$ 为非管涌土, $D_0/d > 1.3$ 时为管涌土。甫拉维登认为, 如果土体中细颗粒的流失量不超过总土重的 $1\% \sim 3\%$, 土体的抗渗强度及渗透稳定性不会遭到损失, 因此选用 $d = d_{17}$ 。 D_0 主要决定于细粒粒径, 并按下式计算。

$$D_0 = 0.535 \sqrt[n]{C_u} \frac{n}{1-n} d_{17} \quad (3-1)$$

或
$$D_0 = 0.026(1 + 0.15C_u) \sqrt{k/n} \quad (3-2)$$

最后给出判别式

$$\frac{d_3}{d_{17}} \geq 0.34(1 + 0.05C_u) \frac{n}{1-n} \sqrt[n]{C_u} \quad (3-3)$$

或

$$\frac{d_3}{d_{17}} \geq 0.41 \sqrt[n]{C_u} \frac{n}{1-n} \quad (3-4)$$

天然土的颗粒组成若满足式 (3-3) 或式 (3-4) 的要求, 则渗透破坏形式为流土, 否则为管涌^[19]。实践证明, 这种判别方法只适用于级配连续型的土, 不能用于级配不连续型的土。

(二) 双因素法

以B.H. 康德拉且夫法为代表, 他考虑了土的颗粒组成曲线的形状及混合料中粗料的孔隙率两种因素。称粗料为骨架, 并将无粘性土根据颗粒组成曲线形状分为单峰土和双峰土, 认为单峰土渗透破坏的形式主要是流土, 若出现管涌, 也属局部性。而双峰土则以曲线上的谷点将其分为粗料和细料两部分, 细料称为填料, 以混合料中粗料的孔隙率 n_{ck} 与粗料单独存在时的孔隙率 n_s 相比较, 给出判别渗透破坏形式的准则。若

$$n_{ck} > n_s \quad (3-5)$$

表明细料使粗料颗粒处于互相不接触的状态，所以渗透破坏形式为流土。根据分析结果认为 $n_z=50\%$ ，因此最后的判别式为

$$n_{ek} > 50\% \quad (3-6)$$

满足式(3-6)时为流土破坏，否则为管涌。管涌可能有整体及局部两种形式，需作进一步分析。当

$$D_0 > (d_{70})_z \quad (3-7)$$

时为整体管涌，即在一定的水头作用下土体中的细颗粒不断被渗流带到土体外面。当

$$D_0 < (d_{70})_z \quad (3-8)$$

时为局部管涌，即我们所谓的过渡型。 D_0 为粗料的孔隙直径，按下式计算

$$D_0 = 0.214\eta(d_{50})_{ek} \quad (3-9)$$

式中 η 按式(1-31)确定： $(d_{70})_z$ 、 $(d_{50})_{ek}$ 分别代表细料和粗料的特征粒径。

由我们的试验资料表2-1和图2-4可知，当细料含量在30%左右时粗料孔隙全被细料所充填，此时粗料的孔隙 $n_z=0.38\sim 0.45$ 。当 $n_{ek}=50\%$ 时，相当于细料含量 P 在30%~41%之间。可见康氏以骨架孔隙率50%作为判别渗透破坏形式的准则，具有较大的安全度。

(三) 综合分析的方法

从上述判别土的渗透破坏形式的各种方法可以看出，各家所考虑的因素不完全相同，但进一步分析就会发现，产生这种差别的原因有二，一是研究者本身所站角度不同，二是研究者受实践条件的限制，即所研究的土的类型有限，无法全面地认识事物。总的来说，都是在一定程度上揭示了无粘性土渗透破坏的特性，对深入认识问题很有指导意义。

实践表明，依斯托美娜法对 $C_u < 10$ 的土还是有一定可靠性的，但对 $C_u > 20$ 的土，只能在工程中作为初步分析问题的参

考^[3]。甫拉维德法对级配不连续的土，当 P 在 $17\% \sim 25\%$ 之间时，可靠性很差。康德拉且夫法在其它方法的基础上向前推进了一步，但将级配连续土全归为过渡型是不全面的。必须指出，级配不连续的土一定是双峰土，但双峰土并不一定都是级配不连续的，只要颗粒级配曲线中段粒径级的含量小于两端粒径级的含量，在颗粒级配曲线上就会出现双峰，但若谷点的含量大于 3% ，这种双峰土同样具有级配连续型土的性质。图2-1中的土29就是一例，颗粒分布曲线甚至呈三峰型，但因谷点含量均大于 3% ，因此具有级配连续型土的性质。

综合以上所述，为使复杂的问题简单化，我们认为，应将无粘性土先根据颗粒组成特征分成几种类型，分别提出判别准则，将会使分析方法简单，结果更加可靠。

根据无粘性土的颗粒组成和渗透破坏特性，并考虑土力学中区分均匀土的原则，无粘性土可分为两大类：

比较均匀的土， $C_u \leq 5$ ；

不均匀的土， $C_u > 5$ 。并可细分为级配不连续型和级配连续型两个亚类。

因为 $C_u \leq 5$ 的均匀土，只有流土一种渗透破坏形式，无需细述，现主要讨论不均匀土的渗透破坏特性。

1. 级配不连续土的渗透破坏特性

(1) 渗透破坏形式决定于细料含量 管涌是土体内部结构不稳定的外表反映。如上所述，内部结构是否稳定，决定于细料填充粗料孔隙的程度。当细料含量小于某一值时，由于填不满粗料孔隙，而处于不受制约的状态，细料很容易被渗流带走，渗透破坏形式为管涌。当细料填满粗料孔隙时，粗细料成为一个整体，因而在渗流作用下以整体形式破坏，破坏形式为流土。细料含量与渗透破坏形式的关系，可进一步通过图2-2中的曲线4及图2-3中的砾2'-4两种土料的渗透稳定试验结果来证明。

图2-2中的曲线4为河北省黄壁庄水库副坝坝基砂砾料，很明显，曲线4中 $1 \sim 2\text{mm}$ 和 $2 \sim 4\text{mm}$ 两个粒径级的含量均不到 3% ，

以1~2mm粒径级的含量为最少，是典型的级配不连续土，可以2mm的粒径作为细料的区分粒径，则细料含量为17%，小于30%，填不满粗料孔隙，渗透稳定试验结果证实是典型的管涌破坏形式。图3-1为试验所得水力比降 J 与流速 v 的关系曲线，土样号为试验室编号。试验中，当 $J=0.11$ 时，就有细颗粒开始移动并带出土体表面，随后 $J-v$ 曲线偏离 45° 线，线性关系开始破坏，但仍能进一步承受水头；当 $J=0.20$ 时，管涌点增加到4处；当 $J=0.30$ 时，渗流量不断增大，同时土表面堆积了渗流带出的大量细颗粒，此后土样失去继续承受较大水头的能力。此种情况是种典型的管涌破坏形式。

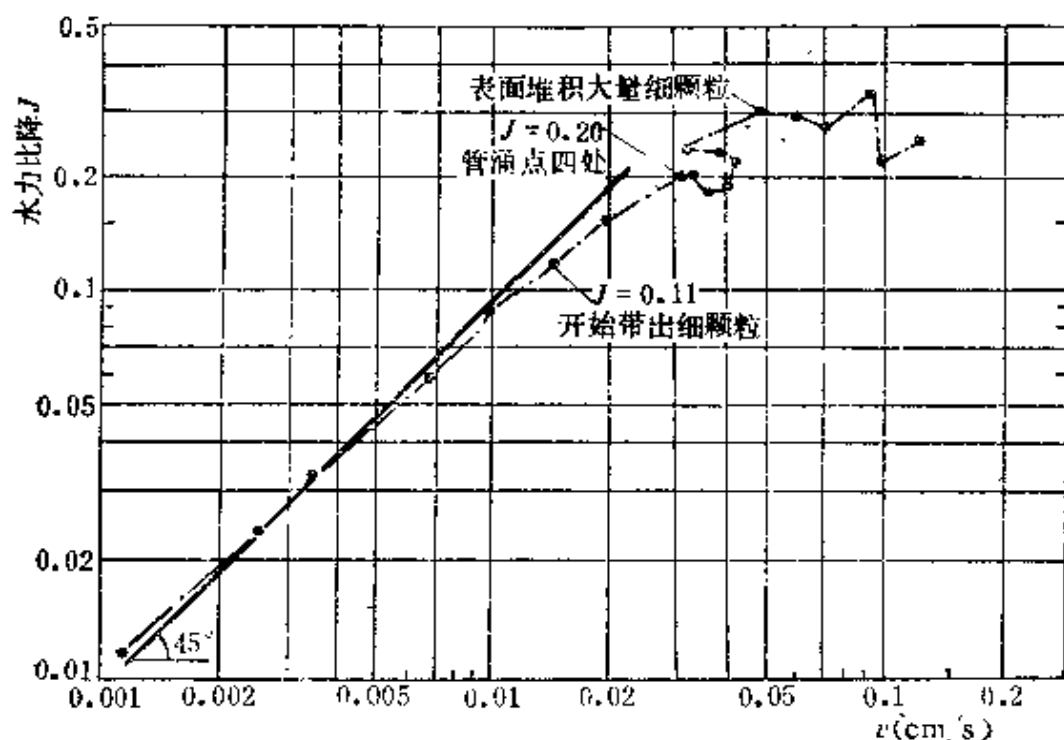


图 3-1 管涌试验 $J-v$ 曲线
土样115-11, $\rho_d = 2.13\text{g/cm}^3$, $J_n = 0.20$, $k_{av} = 0.11\text{cm/s}$

图3-2为砾2'-4的渗透稳定试验结果，颗粒组成曲线见图2-3，属典型的缺乏中间径粒的土，但细料含量达40%，体积已大于粗料的孔隙体积。由图3-2可知，当 $J=0.89$ 时不久，渗流量突然增大，同时土体承受的水力比降降低，土样整体浮动，为典型的流土破坏形式。

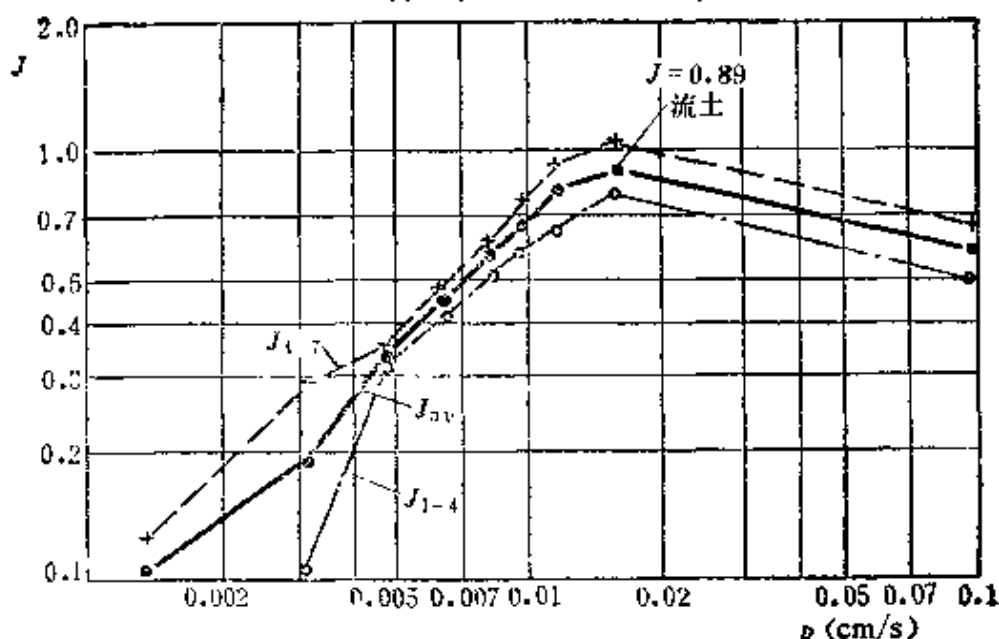


图 3-2 流土试验 $J-v$ 曲线

土样砾2'-4, $\rho_d = 1.99 \text{ g/cm}^3$ $K_{av} = 0.014 \text{ cm/s}$,

$$J_n = \frac{0.79 + 0.89}{2} = 0.84$$

上述两组试验结果充分地表明了级配不连续土的渗透破坏形式与细料含量间的密切关系。

(2) 最优细料含量是判别渗透破坏形式的标准 我们称最优级配时, 即粗料孔隙全被细料充满时的细料含量为最优细料含量, 可由式(2-8)确定

$$P_{op} = \frac{0.30 + 3n^2 - n}{1 - n}$$

由图2-8可知, 不均匀系数较大的土处于紧密状态时, $n = 15\% \sim 25\%$, 与此相应的 $P_{op} = 25.6\% \sim 31.7\%$ 。表明当混合料中 $P < 25.6\%$ 时, 细料填不满粗料孔隙, 细料可以很容易地在孔隙中移动, 渗透破坏形式为管涌。当 $P > 31.7\%$ 时, 细料和粗料形成一个整体, 破坏形式变为流土。

将许多级配不连续土的渗透稳定试验结果, 按破坏水力比降与细料含量的关系绘成曲线, 可得图3-3的形式。图中当 $P < 25\%$ 时破坏水力比降很小, 仅变化于 $0.1 \sim 0.25$ 之间, 破坏水力比降不随 P 的变化而变化。这表明当 $P < 25\%$ 时, 各种混合料中的细料

均处于不稳定状态，渗透破坏都是管涌一种形式。当 $P > 35\%$ 时，破坏水力比降的变化随细料含量的增大而缓慢增加，其值接近或大于理论计算的流土比降。这表明细料全部填满了粗料孔隙，渗透破坏形式变为流土型。图3-3从渗透稳定试验方面进一步证明了最优细料含量的理论是正确的，而且阐明了 $P \geq 25\%$ 以后，细料开始逐渐受约束，直到 $P > 35\%$ 时细料和粗料之间完全形成了统一的整体。

上述特征在图2-4及表2-1中已有反映。细料 P 达 P_{op} 以前在粗料孔隙中已不单纯是填充作用，而早已开始影响粗料孔隙体积的变化，致使在达到 P_{op} 时粗料孔隙不再是原始状态，其变化为 $n_s = 0.30 + 3n^2$ 。渗透破坏试验结果进一步证实了这一理论。将式(2-8)与图3-3相联系，可得渗透破坏形式的理论判别准则， $P < 0.9P_{op}$ 时为管涌破坏， $P > 1.1P_{op}$ 时为流土破坏， $P = (0.9 \sim 1.1)P_{op}$ 时为过渡状态。从工程实用出发，可写为：

$$\begin{aligned} P < 25\% & \quad \text{为管涌} \\ P > 35\% & \quad \text{为流土} \\ P = 25\% \sim 35\% & \quad \text{为过渡型} \end{aligned} \quad (3-10)$$

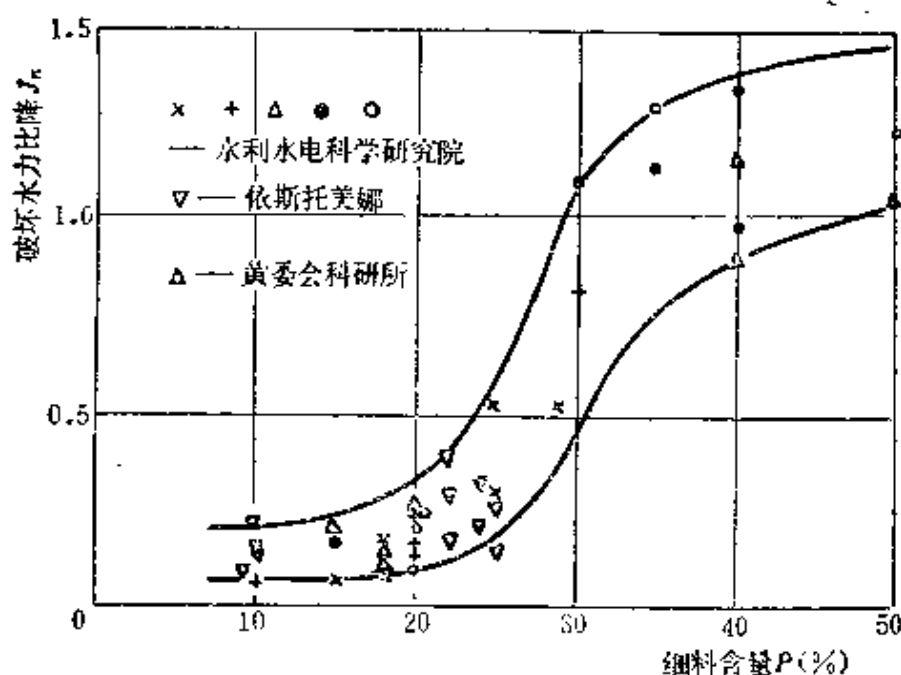


图 3-3 破坏水力比降与细料含量关系曲线

2. 级配连续土的渗透破坏特征

这种土的渗透破坏形式同样有管涌、流土和过渡型三种形式。

图2-4中土24的颗粒分布曲线是不均匀土中典型的单峰土，级配是连续的， $C_u=14$ ， $C_c=3.0$ ，按土力学分类，属优良级配。但渗透稳定试验结果表明，当 $J=0.48$ 时，渗流量不断增大，土样表面有1/2的面积翻水冒砂。试验结束后重新进行颗粒分析，下层带出量达9%，带出的最大粒径1mm，属典型的管涌破坏。试验后的颗粒分析曲线一并绘于图3-4。图3-5是水力比降与流速的关系曲线。可见，连续级配的土同样有管涌破坏的形式。

如前所述，级配连续的土，同样可用细料含量作为渗透破坏形式的判别准则，关键问题是细料的区分粒径问题。初步认为可用几何平均粒径 $d = \sqrt{d_{70}d_{10}}$ 作为区分粒径。如图3-4中土24的 $d = \sqrt{18 \times 0.9} = 4.0\text{mm}$ ，相应的 $P = 21\% < 25\%$ ，应为管涌型

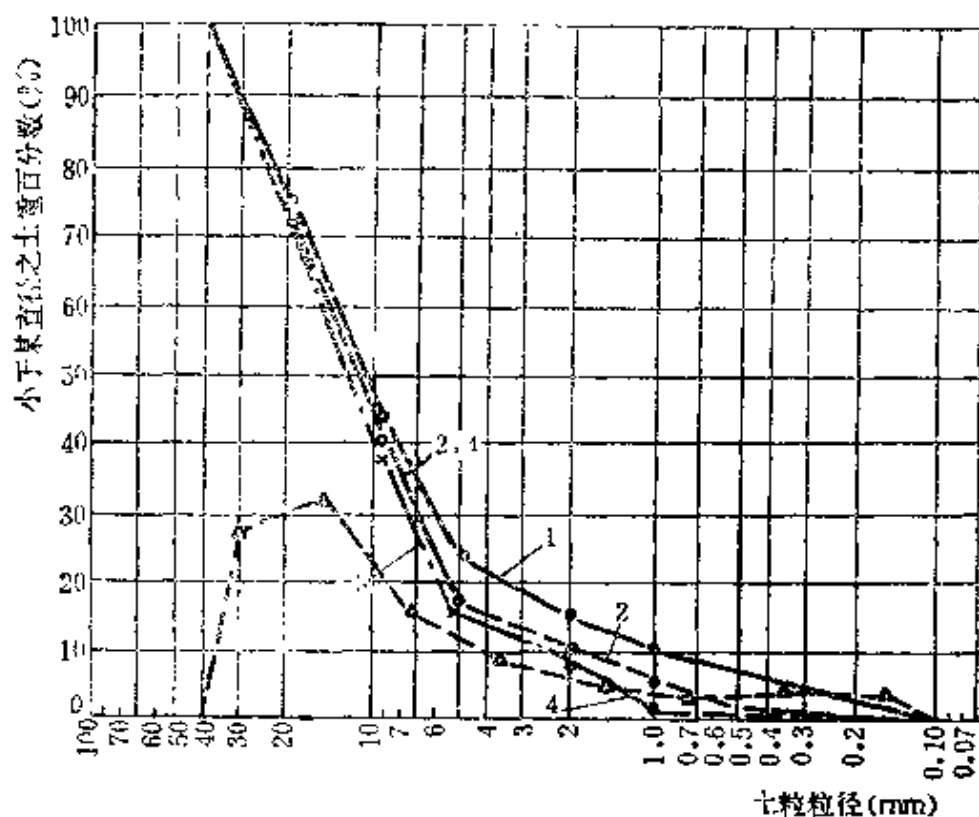


图 3-4 土24试验前后颗粒组成

1—试验前， $D_{50}=d_{50}$ ；2—试验后上层；3—试验后中、下层

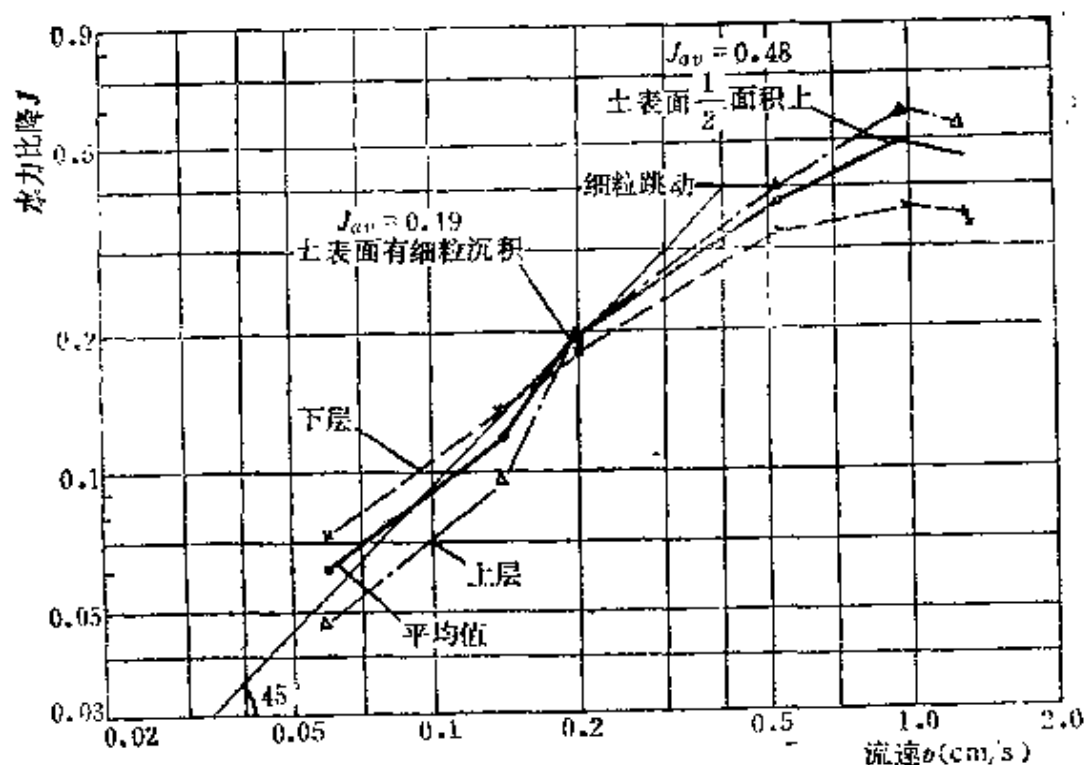


图 3-5 土24J—v关系曲线

$$\rho_d = 1.78 \text{ g/cm}^3; J_n = \frac{0.19 + 0.28}{2} = 0.24;$$

$$K_{av} = 1.0 \text{ cm/s}$$

土。表明用这种方法确定级配连续土细料的区分粒径，有一定程度的可靠性。

另一种方法，将级配连续土视为一个整体，按整体土的孔隙尺寸与可移动的土颗粒的含量判别渗透破坏形式。如果土体中有一定量细颗粒的粒径小于土体的孔隙直径，这部分细颗粒容易被渗流带出土体之外，破坏形式为管涌型。相反，细颗粒全部大于土的孔隙平均直径，无可被渗流带出的细颗粒，土的渗透破坏必然是整体的，即流土型。如上述土24，按式(1-23)计算，土的孔隙平均直径 $D_0 = 0.61 \text{ mm} = d_9$ ，表明渗流可以从土孔隙中带出9%的细颗，因此渗透破坏形式为管涌。

大量的研究工作表明，土中若有5%以上的细颗粒小于土的 D_0 值，在较小的水力比降下细颗粒将会被渗流所带走，而且不断向深部发展，形成管涌破坏。如果土的 $D_0 = d_5 - d_8$ ，在较小

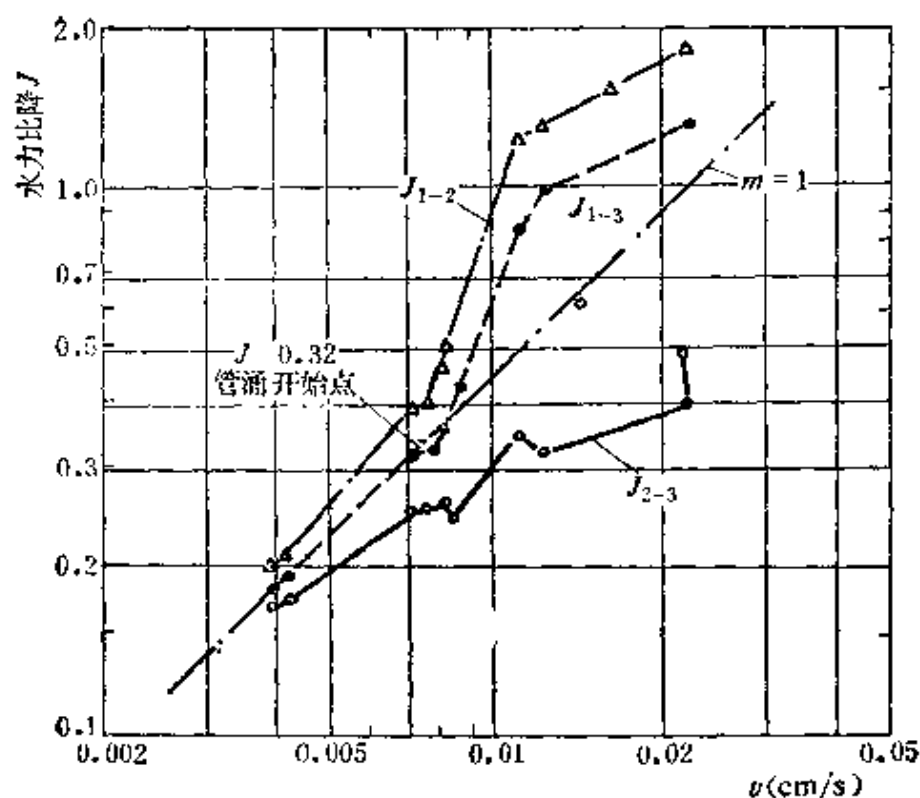


图 3-6 $\pm 29J-v$ 关系曲线^[1]

$K_{av}=0.25\text{cm/s}$, $D_s=d_s$

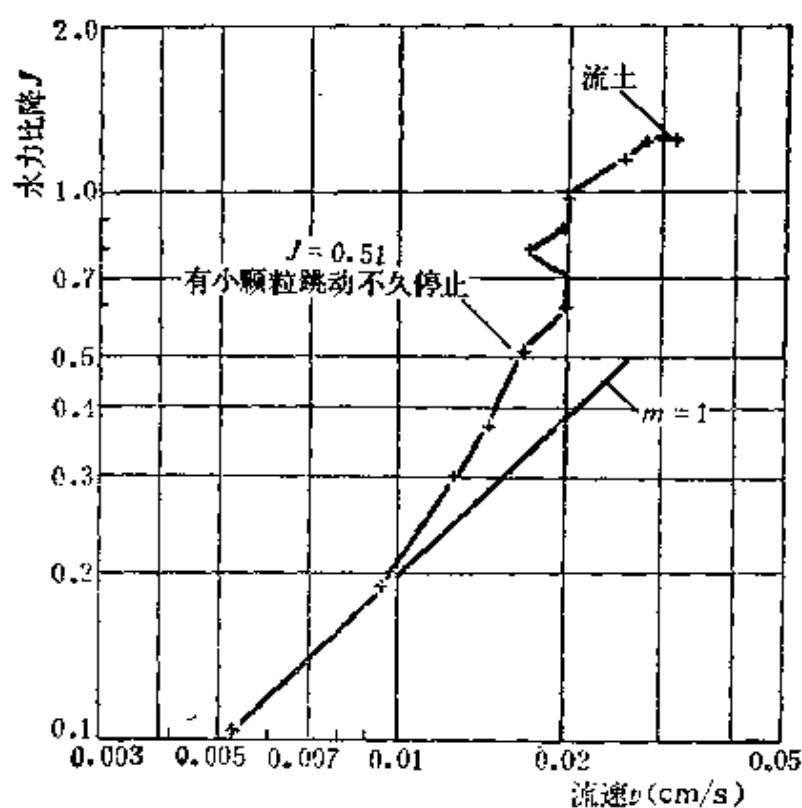


图 3-7 $\pm 26J-v$ 关系曲线

$\rho_d=1.92\text{g/cm}^3$, $K_{av}=0.51\text{cm/s}$, $D_s=d_s$

的水力比降下，同样会有细颗粒被渗流带出土体，但破坏形式为上述过渡型。以图2-1中土29为例来阐明。土29的 $C_u=141$ ， $C_c=1.8$ ，小于1mm的颗粒含量为22%，小于30%，但根据相应密度计算结果， $D_0=d_3$ ，因此，出现管涌后仍有继续承受高一级水头的能力。图3-6为渗透稳定试验的 $J-v$ 关系曲线，当 $J=0.32$ 时开始出现细颗粒向土表面带出，但仍能继续承受水头，试验的最后结果， $J_{max}=1.30$ ，明显属过渡型。

对于 $d_0 < d_3$ 的土，可以土26为例。该土 $C_u=23$ ， $C_c=0.9$ ，颗粒级配曲线为图2-1中的曲线2。根据试验时的密度计算结果 $D_0=d_3$ ，渗透稳定试验结果， $J=1.25$ 时呈流土破坏。 $J-v$ 关系曲线见图3-7。

根据以上所述，级配连续型土的渗透破坏形式的判别有两种方法：

(1) 细料含量法 细料的区分粒径按下式计算

$$d = \sqrt{d_{70}d_{10}} \quad (3-11)$$

并按式(3-10)判别。

(2) 孔隙直径比较法 可采用以下标准

管涌型 $D_0 > d_0$ ，即

$$\frac{d_{70}}{d_s} > \frac{1}{0.63n} = \frac{1.6}{n} \quad (3-12)$$

过渡型 $D_0 = d_3 - d_s$ ，即

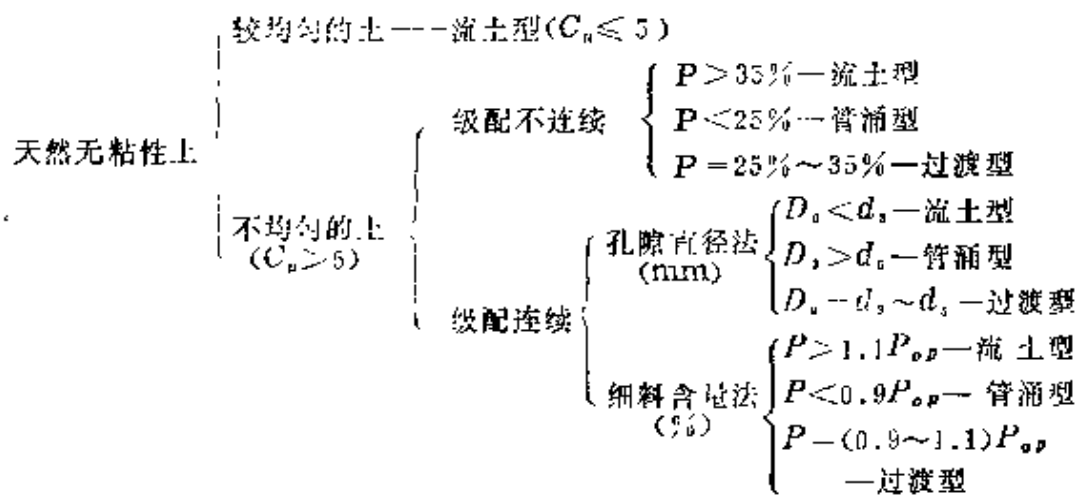
$$\frac{1.6d_3}{n} \leq d_{30} \leq \frac{1.6d_s}{n} \quad (3-13)$$

流土型 $D_0 < d_3$ ，即

$$\frac{d_{70}}{d_s} < \frac{1}{0.63n} = \frac{1.6}{n} \quad (3-14)$$

3. 天然无粘性土渗透破坏形式的综合判别法——水利水电科学研究院法

综上所述，无粘性土渗透破坏形式的判别方法可概括为下列图示的形式。



上图中判别级配连续土渗透破坏形式时给出了两种方法，一种是用土的孔隙直径的方法，另一种是细料含量法，二者是并存的。级配连续土与级配不连续土的细料含量法二者的主要区别是区分细料粒径的方法不同。前者以几何平均粒径为准则，后者是以颗粒组成曲线上的断裂点为准则。在细料含量的评价标准方面，仅仅是级配连续土的 $P_{0.075}$ 由式(2-8)计算确定，计算结果一般在30%左右，都在缺乏中间粒径土所给标准的范围之内。从工程实用出发，也可以使用级配不连续土的标准。

第三节 无粘性土的抗渗强度

土体抵抗渗透破坏的能力称为抗渗强度，亦即单位土体能承受的极限渗透力 $r_e J$ ，此时的水力比降为破坏水力比降，也称抗渗比降 J_n 。有时也以 J_n 直接表示抗渗强度。因此，破坏水力比降、抗渗比降及抗渗强度多用同一符号 J_n 来表示。

一、无粘性土抗渗比降的理论计算方法

土的抗渗比降是评定土体或水工建筑物渗透稳定的主要依据，其值选用是否合理，直接关系到建筑物的造价与安全。由于土的复杂性，对一些重大建筑物，应尽可能结合实际条件通过试验确定。一般工程，可用一些半经验半理论的方法确定。自然界中土的颗粒组成的变化范围较广，渗透破坏的形式比较复杂，因

而在抗渗比降方面至今尚不可能用某一多因素的函数式来表达，而只能将土先按渗透破坏形式分类，分别给出计算公式。

(一) 流土型土类的抗渗比降 J_{Bn}

对于渗流由下向上时发生流土破坏的土体，已有确定抗渗比降的公式，一般认为还是比较准确的，常用的有：

1. 太沙基公式

根据单位体积的土体在水中的浮重和作用于该体积的渗透力相平衡的原理，给出流土的抗渗比降为：

$$J_{Bn} = (G_s - 1)(1 - n) \quad (3-15)$$

式中 G_s ——土粒密度与水的密度之比，即比重。

2. 扎马林公式

根据试验资料，用式(3-15)确定的 J_B 值比实测值约偏小15%~20%，因此扎马林增加了 $0.5n$ 的修正值，即

$$J_B = (G_s - 1)(1 - n) + 0.5n \quad (3-16)$$

(二) 管涌型土类的抗渗比降 J_{cn}

管涌型土抗渗比降的理论研究至今尚不完全成熟，研究者较多，目前常见者有以下几种类型：

1. 依斯托美娜方法

依氏根据可移动的土颗粒在水中的自重和渗流对该颗粒的作用力相平衡的原理得出

$$J_{cn} = 4.5 \left(\frac{d_B}{d_{av}'} \right)^2 \quad (3-17)$$

式中 d_B ——允许的可移动的细颗粒粒径，其值由计算者确定；

d_{av}' ——土体孔隙平均直径，可由文献[1] $\frac{d_{av}'}{d_{50}} = f(C_u)$ 的

关系式确定。依氏根据理论分析并结合试验资料，最后从实用的观点又给出了抗渗比降与土的不均匀系数的关系，其结果列于表3-1。如前所述，表3-1只适用于 $C_u \leq 10$ 的土。

2. 康德拉且夫方法

康德拉且夫认为, 土颗粒上作用有以下三个力:

1) 颗粒 d_s 在水中的自重

$$G = \frac{\pi d_s^3}{6} (G_s - 1) \gamma_w$$

2) 渗流绕过土颗粒流动时的阻力所产生的渗透力, 也叫拖曳力

$$F = C \frac{\pi d_s^2}{4} \frac{\gamma_w u^2}{2g}$$

3) 渗流在整个土体上产生的水头差, 也就是渗流沿土的孔隙流动时孔道的摩阻力所产生的水头差, 分布在单个颗粒上的作用力为

$$W = \frac{\pi d_s^2}{6} \gamma_w J$$

式中 C ——土颗粒在水中下沉时的阻力系数;

u ——土孔隙中的实际流速, cm/s。

根据三种力的平衡关系, 并考虑渗流绕颗粒流动时流态不同, 摩阻系数不同的特点, 给出了确定抗渗比降的下列计算式:
土中渗流为紊流时

$$J_{ca} = \frac{G_s - 1}{\left[1 + (1.5 - 2.5) \frac{D_0}{d_s} \right]} \quad (3-18)$$

土中渗流为层流时

$$J_{ca} = \frac{G_s - 1}{1 + 0.43 \left(\frac{D_0}{d_s} \right)^2} \quad (3-19)$$

3. 沙金焯方法

$$J_{ca} = 42 \frac{d_s}{\sqrt{\frac{K}{n^3}}} \quad (3-20)$$

式中 d_s ——允许可移动的最大颗粒粒径, 取 $d_s = d_{10}$ 。

(三) 水利水电科学研究院确定无粘性土抗渗比降的方法

1. 连续级配管涌型土的抗渗比降

如前所述, 流土是土的整体遭到渗透破坏, 而管涌是单个颗粒在土体中的移动和带出, 所以管涌是研究单个颗粒上力的平衡问题。在渗流场中, 作用于土体的力有自重、静水浮力和渗透力三部分。对于连续介质, 渗透力通常是指单位土体的渗透力, 其值的确定在许多著作中均有详细论述, ^{[12][20]}在此不作专门讨论, 可以直接写出

$$F = \gamma_w J \quad (3-21)$$

从式(3-21)可知, 单位土体渗透力即单位土体长度上的动水压力。

我们知道, 计算流土破坏的理论公式(3-15)就是根据上述三种力的极限平衡条件所得, 所采用的物理模型如图3-8a所示。同样, 对于管涌土也是以上三种力, 不同之处是渗透力的作用对象是单个颗粒, 如图3-8b所示。为了与单位土体上的渗透力相区别, 可称此力为单位渗透力 f , 与单位土体渗透力的关系是

$$F = \sum_{i=1}^m f_i \quad (3-22)$$

式中 m ——单位土体中土颗粒的数量。

作用于单位土体上的渗透力 F , 可由作用于土体两端的水头降落值确定, 所以常用测压管来量测, 但是它如何分别作用于单个颗粒上, 也就是说每个颗粒上承受的渗透力 f 有多大, 至今无法直接测定。这就使得从理论上确定管涌土的抗渗比降很困难。如果渗透力 F 与单位渗透力 f 的关系一旦确定, 这一问题也就解决了。

土体中的颗粒大小不同, 作用于其上的渗透力是不相同的, 可以想象, 无论是土颗粒对渗流的迎面阻力或摩擦力, 其大小都是与颗粒的表面积直接有关。因此可以假定, 单位体积的渗透力是按颗粒表面积的大小分配于各个颗粒上的。另外, 根据土的渗

透特性以及水力阻力的研究可知^[6]，对不均匀土可用等效的均匀土来简化，其等效粒径为 d_{20} 。这样就可根据渗透力确定单位表面渗透力 f_x ，从而进一步求得单位渗透力 f 。

等效土单位土体的总表面积

$$\omega = \sum_{i=1}^m \pi d_i^2 = m \pi d_{20}^2 \quad (3-23)$$

土粒数量 m 按下式确定

$$m = \frac{6\alpha_1(1-n)}{\pi d_{20}^3} \quad (3-24)$$

单位表面渗透力应为

$$f_x = \frac{r_w J}{\omega} = \frac{d_{20}}{6\alpha_1(1-n)} r_w J \quad (3-25)$$

如果土体中可移动的土颗粒为 d_B ，那么作用于 d_B 表面积 a 上的渗透力 f_B 为

$$f_B = a f_x = \frac{\pi d_{20} d_B^2}{6\alpha_1(1-n)} r_w J$$

对于渗流向上的情况，根据极限平衡原理可写出作用于单个颗粒上的三种力的平衡方程：

$$\frac{1}{6} \pi d_B^3 \gamma_s - \frac{1}{6} \pi d_B^3 r_w = \frac{\pi d_{20} d_B^2}{6\alpha_1(1-n)} r_w J_{ca}$$

经整理，

$$\begin{aligned} J_{ca} &= (r_s - r_w)(1-n) \frac{\alpha_1}{r_w} \frac{d_B}{d_{20}} \\ &= (G_s - 1)(1-n) \alpha_1 \frac{d_B}{d_{20}} \end{aligned} \quad (3-26)$$

式中 ω ， α ——分别表示单位土体中的颗粒和被渗流带出颗粒的表面积；

α_1 ——颗粒面积形状和渗径长度修正系数；

γ_s ——颗粒 d_B 的容重；

J_{ca} ——管涌土的抗渗比降。

根据试验资料分析结果， α_1 除与土的颗粒形状有关外还与土

的密度有关，密度大的土颗粒形状影响较大，并可写为 $\alpha_s = 2.2 \times (1-n)$ ，取被水流带出的最大颗粒 $d_B = d_s$ ，则式(3-26)可写为

$$J_{c_n} = -2.2(1-n)^2 (G_s - 1) \frac{d_s}{d_{20}} \quad (3-27)$$

从安全出发，式(3-27)也可用来计算过渡型土的抗渗比降。图3-9为根据式(3-27)计算结果与试验值绘得的关系曲线，以表明计算结果的精确性。

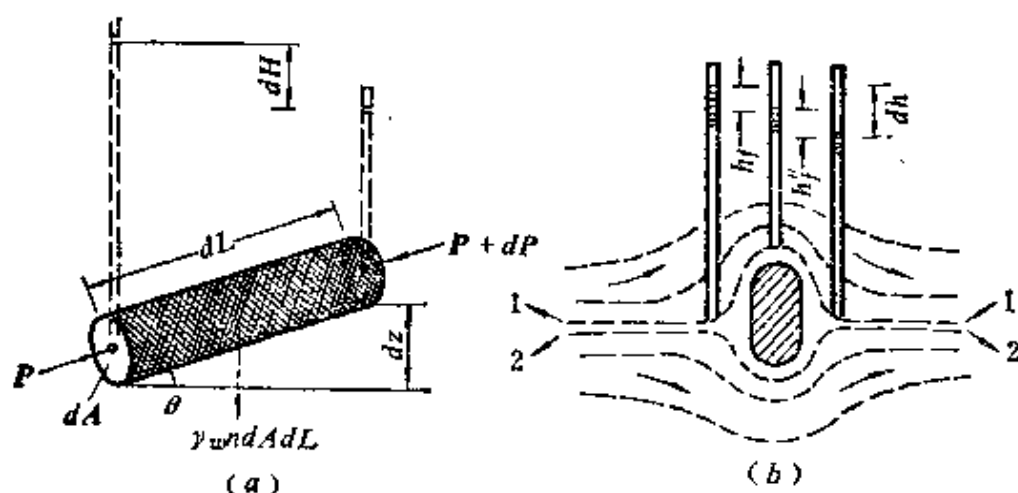


图 3-8 作用于土体的动水压力
(a)单位土体, (b)单个颗粒

2. 级配不连续型土的抗渗比降

如上所述，级配不连续的土，可由颗粒分布曲线上的谷点将土分为粗料和细料两部分，土的渗透稳定特性决定于细料填充粗料孔隙的程度。对于小于0.1mm颗粒的含量小于5%的砂砾石，其抗渗比降可由图3-3确定，也可用式(3-27)确定。

3. 根据土的渗透系数确定抗渗比降

土的渗透系数的大小实质上是反映土的孔隙直径大小的特征值，这在第一章中已有详述。所以，如果已知不均匀土的渗透系数，也可用渗透系数确定土的抗渗比降。图1-1是根据试验资料整理的 J_s 与 K 的关系曲线。

格里申 (М.М.Гришин) 也曾指出, 当不均匀土的渗透系数 $K > 0.02 \sim 0.025 \text{cm/s}$ 时, 属管涌型土^[21]。按图1-1, 相应的抗渗比降为 $0.2 \sim 0.4$, 表明他的见解与我们的试验研究结果是一致的。

(四) 无粘性土抗渗比降的变化范围及其允许值

综合以上所述, 无粘性土的抗渗比降可归纳为表3-2的形式。

表 3-2 各类土抗渗比降变化范围及允许值

抗渗比降	土的渗透破坏形式				
	流 土		过 渡 型	管 涌	
	$C_u \leq 5$	$C_u > 5$		级配连续	级配不连续
$J_{破坏}$	$0.8 \sim 1.0$	$1.0 \sim 1.5$	$0.40 \sim 0.80$	$0.20 \sim 0.40$	$0.10 \sim 0.30$
$J_{允许}$	$0.4 \sim 0.50$	$0.50 \sim 0.80$	$0.25 \sim 0.40$	$0.15 \sim 0.25$	$0.10 \sim 0.20$

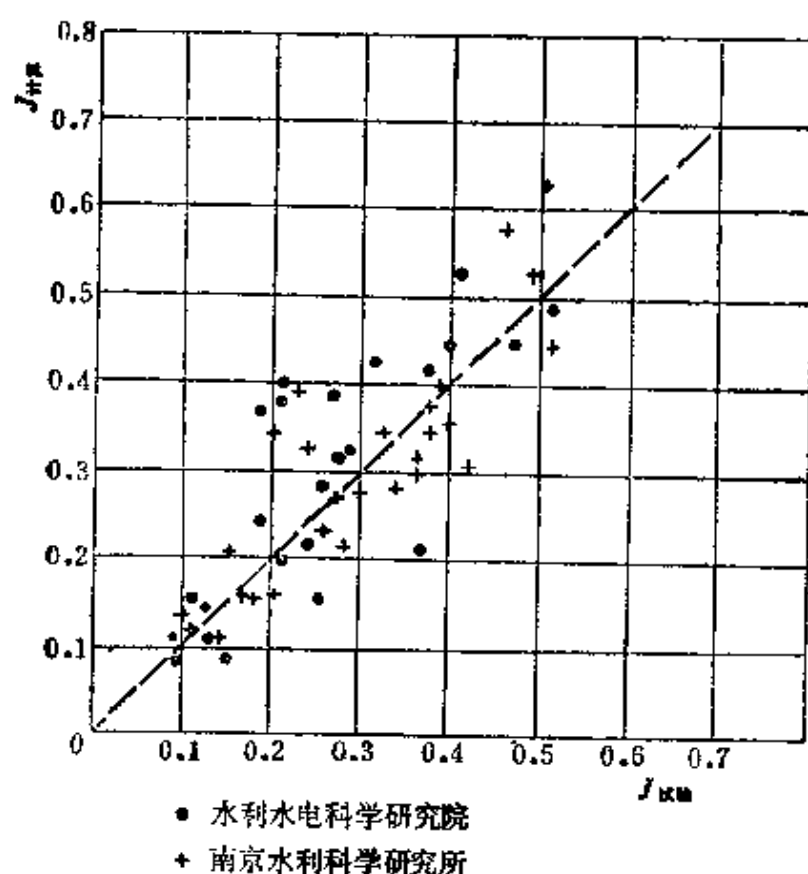


图 3-9 抗渗比降计算值与试验值的关系

表3-2中，在确定 $J_{\text{允许}}$ 时考虑到流土是土体整体破坏，故采用2为安全系数，管涌比降是土颗粒在孔隙中开始移动并带出时的水力比降，一般情况，土体在此水力比降下还有一定的承受水力比降的潜力，故采取1.5的安全系数。总结国内外多年的工程实践经验，管涌型土的最小允许抗渗比降实际工程中多采用0.1，表中同时考虑了这一实践因素。

表中小值适用于一、二级建筑物，大值可用于三、四级建筑物。同时指出，表3-2所列数据只适用于渗流出口无反滤保护的情况，如有满足要求的反滤层作保护，则抗渗比降明显提高，表3-2不再适用。

第四章 粘性土的抗渗强度

第一节 概 述

通常所述的粘性土是指液限 $\omega_L > 26\%$ ，塑性指数 $I_p > 4-7$ 的中高液限的粘质土和粉质土，粘粒含量一般大于10%。它在工程特性方面的表现是细颗粒之间具有一定的内聚力，处于中等密实状态以上时渗透系数 $K < 1 \times 10^{-4} \text{cm/s}$ 。由于具有低的渗透性，所以是土石坝防渗体最常用的材料。

粘性土的渗透稳定特性，在很大程度上取决于它的成因，粘土矿物成分，交换阳离子的成分和含量，孔隙液体含盐量及成分等物理化学因素。我国南方残积的红粘土，粘土矿物一般以高岭石为主，并含有一定量游离的铁铝氧化物。稠度方面的特点，液限高而塑性指数低，亲水性差，因此，具有较高的抗渗强度。北方的粘性土以沉积者为最多，粘土矿物以高岭石和伊里石为主，遇水后易湿化崩解，抗渗强度低于南方红粘土。以蒙脱石为主的粘性土，由于亲水性能强，遇水后很易湿化崩解，因此抗渗强度低于其它两类土。

70年代澳大利亚从工程破坏实例中发现，有一种粘性土在纯净的水中细颗粒之间的内聚力大部甚至全部消失，而分散成原级颗粒，因此抵抗纯净的雨水冲蚀的能力很低，有些均质土坝建成尚未蓄水就被雨水冲出洞穴，所以将此种土称为分散性粘土。仔细分析这类土在塑性图中的位置，主要位于中塑性粘土及粉质粘土区，即位于一般粘性土的区域，严格而言，应称为分散性粘性土。

研究表明，这类土在纯净的水中能自行分散的主要原因是粘土矿物成分为蒙脱石，而且孔隙水中含有较高的钠离子，介质环境属于高碱性， $\text{pH} > 8.5$ 。分散性土的发现，对粘性土渗透

稳定性的认识有了深化，过去认为，粘性土不会产生管涌破坏，但对分散性土深入研究结果发现，有些分散性土在纯净的渗流水作用下同样会产生管涌破坏^[22]。

分散性或非分散性粘性土，在正常条件下只要稍加保护，都有较高的抗渗强度，因此有人曾提出粘性土的反滤层可以使用很粗的材料，甚至可以不用专门的反滤来保护^[23]。但工程实践表明，有些土石坝却在较小的水力比降下产生渗透破坏，因此在设计中只好将粘性土抗渗强度的安全系数用得很高，甚至高到20，以解决上述矛盾。70年代以后，国外从另一些坝的水力劈裂破坏的实例中逐步认识到粘性土一旦产生裂缝，抗渗强度明显降低，从此找到了工程实际中有些粘性土表现出抗渗强度很低的原因，主要是裂缝所造成。因而防止防渗体产生裂缝成为坝工建设中的一项重要课题。

本章主要阐明分散性土的机理及鉴定方法，一般粘性土在正常条件及存在裂缝时的抗渗强度。并对安全系数的采用问题作些讨论，以利于设计者合理的选用防渗土料的允许抗渗比降。

第二节 分散性粘性土的基本性质、 鉴别方法及抗渗强度

一、分散性土的基本性质

分散性粘性土是一种在纯净的水中团粒能够大部或全部自行分散成原级颗粒的土，抵抗纯净水冲蚀的能力很低。用这种土作均质土坝很容易遭到雨水破坏。从70年代末期开始，这种筑坝材料的特殊性质在国际上引起重视。我国典型的分散性土目前尚不多见。在水利工程中发现这类土的地区，目前有黑龙江省的南部和北部引嫩工程所在地区及青岛市棘洪滩土坝坝址的靠海边一带。北方的黄土类土多属过渡型。

（一）分散性土的物理化学特征及矿物成分

（1）塑性 分散性土的塑性不高，粘粒含量大于30%的粘土也是如此。将国内的部分分散性土绘于塑性图中，其范围均在

中塑性粘土及粉质粘土区，见图4-1^[12]。至于高塑性粘土，是否存在分散性土，目前国内外看法尚不一致，有待在实践中进一步认识。国内大量资料表明，我国的南方红粘土，主要位于图4-1中的A线以下， $\omega_L > 40\%$ 的区域内，并从分散度、介质的pH值，粘土矿物成分及抗冲蚀能力等方面均可断定属非分散性土。初步认为，该区域属非分散性土的区域。至于位于低塑性区的土，因本身粘粒含量较少，遇水后团粒的分散程度对工程性质影响不大，故不在分散性土的讨论范围之列。

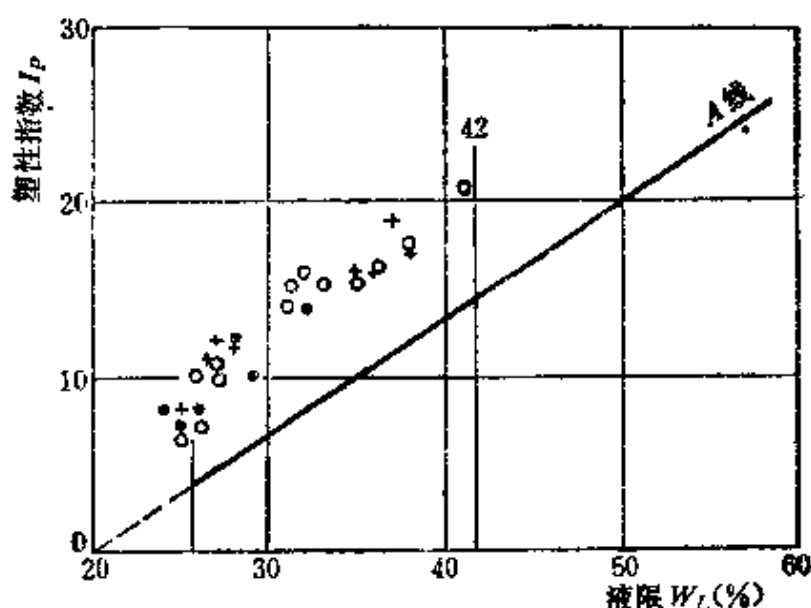


图 4-1 分散性粘性土在塑性图中的位置

• 黄委会试验室 + 水电科学研究院 ○ 黑龙江水利所

(2) 矿物化学成分 分散性土的粘土矿物成分一般认为以蒙脱石为主，然而有些以蒙脱石为主的粘性土，在纯净的水中并不都呈现出分散的特征，水利水电科学研究院研究的结果认为，土能否分散还与存在于蒙脱石晶格间的阳离子成分有直接关系，晶格间含二价钙离子的钙蒙脱石不易分散，含一价钠离子的钠蒙脱石遇水后易强力水化，使颗粒间的内聚力减弱甚至消失，因而产生分散。但是，应特别注意地是如果介质水溶液中含有一定量的钙离子，则钠蒙脱石也不易分散，因为介质中的钙离子很容易替换蒙脱石晶格中被吸附于表面的钠离子，使分散性土变为非分

散性土。

在此应当指出，另一些非膨胀性粘土矿物，当羟基取代氢基时，颗粒之间的引力即转变为斥力，同样会引起土的分散，不过这只可能出现在介质溶液呈高pH值的环境中。如R、N扬和A.J舍齐进行了高岭土的分散性试验，发现高岭土在低钠盐浓度与高pH值的条件下也会形成分散^[24]。我们所研究的土的分散性是指在纯净的水溶液中粘土团粒分散成原级颗粒的特性，一般情况下，对工程问题具有实际意义的还是存在这种特性的分散性土。

（二）分散性土的工程性质

（1）渗透性质 按塑性图分类，分散性土多属中塑性，按颗粒粒径分类，有些至少属轻粉质壤土。照例，这类土属于低渗透性或极低渗透性的土，但是由于粘土矿物成分主要为钠蒙脱石，遇水后易分散成原级颗粒，土体结构较均匀，孔隙通道细，所以实际多属不渗透性土，渗透系数一般为 $K < 1 \times 10^{-7} \text{cm/s}$ ，具有良好的防渗性能。

（2）抗冲蚀能力 分散性土最明显的工程特点是抗雨水冲蚀的能力很低，澳大利亚许多小坝的失事，首先是雨水引起了冲蚀，然后是在水库的渗流作用下遭到破坏，有些工程甚至主要是雨水的渗透破坏。例如我国黑龙江省南部引嫩工程，大多数堤坝的土料属典型的分散性土，坝型又是均质土坝，建成不久，水库未曾蓄水，坝身就出现一些管涌洞穴。我们在现场查勘后发现，这些洞穴都是坝顶雨水渗入坝体造成的。有些坝段质量较好，无渗透破坏，但坝坡表面雨水冲蚀严重，坝坡被雨水冲成许多均匀分布的冲蚀小沟。由于分散性土的渗透性很小，一座均质土坝不会在短期内产生渗流，因而渗透破坏都是通过裂缝产生的。现场查勘时看得很清楚，坝顶较宽，施工质量较差的堤段，破坏较严重。这是由于坝顶宽，集存的雨水多，加之施工质量差，坝顶易产生裂缝，雨水都从裂缝渗入坝体，因而破坏严重^[25]。

室内试验结果表明，我国北方的非分散性土，抗冲蚀流速在100cm/s左右，冲蚀水力比降大于2.0，而分散性土抗纯净水冲

表 4-1

黑龙江省南部引嫩工程几种分散性土的基本性质

土 样 编 号	液 限 w_L (%)	塑性指数 I_p (%)	粘 粒 含 量 (%)	分散度 (%)	针孔试验		孔隙水 $N:W$ 分 数 (%)	pH	渗透系数		粘土矿物成分及含量(%)		
					水力比降	终止孔径 (倍)			ρ_s (g/cm ³)	K_{10} (cm/s)	蒙脱石 <0.002 mm	全 土	伊 里 石 <0.002 mm
±2	27.1	11.8	29.0	96	2.0	2.5	93.2	9.7	1.70	1.3×10^{-10}	37	10	27
±3	24.5	7.8	22.8	96	2.0	5.0	97.9	10	1.70	3.0×10^{-10}	40	9	31
±4	23.9	8.2	19.0	84	<2	>2.0	86.5	9.8	1.74	4.9×10^{-10}	42	7	28
±5	24.7	5.3	9.9	60	<2	>2.6	89.7	9.6	1.57	1.27×10^{-10}	43	4	34
±6	37.2	19.4	38.2	84	2.0	2.0	88.0	9.4			40	13	24
16-2	27.8	11.9	22.5	89	2.0	3.5		10	1.30	3.7×10^{-10}			
18-3	35.7	16.0	37.0	95	2.0	3.5		10	1.60	6.0×10^{-10}			
18-4	26.6	10.7	27.5	93	2.0	4.0		11					
19-2	34.7	15.6	50.0	97	2.0	3.0		10	1.60	1.5×10^{-10}			
20-1	38.0	16.6	43.0	98	2.0	5.0		11					

蚀的流速很小, 小于15cm/s, 冲蚀水力比降甚至小于1.0, 致使有些文献认为, 分散性土的抗冲蚀流速为零^[26]。表4-1中列入了国内典型分散性土的基本特性。

二、分散性土的鉴别方法

鉴定土的分散性的常用方法有四种^{[27][28]}。

(一) 针孔试验

这是通过土的抗冲蚀能力鉴别分散性的一种方法。为使渗流很快通过土体, 在圆柱试样中预先制出 $\phi 1.0\text{mm}$ 的轴向针孔, 然后用蒸馏水进行渗透试验, 观察各级水力比降下针孔冲蚀的情况。

试验仪器为长10cm, 内径3.5~4cm的圆筒, 其中试样长3.8cm, 为减小进口水头损失, 还在土样进口预埋1.3cm长的一个锥体, 土样的有效长度实际为2.5cm。进出口均放置粒径5~10mm的砾石。施加的第一级水头为5cm, 相应水力比降为2。在此水力比降下, 5~10min之内如果渗出的水带有颜色, 而且渗流量不断增大, 表明针孔被冲蚀, 冲蚀后的孔径大于3mm, 则为分散性土。在2的水力比降下, 如果渗水很清或者开始有点浑浊, 但几秒钟内变清, 而且5min内渗流量没有变化, 表明针孔未产生冲蚀, 就可将水头逐级升高继续试验, 每级水头下针孔若无扩大, 直至水力比降达40时渗水仍然呈清水, 则停止试验, 并称这种土为高抗冲蚀性土^[27]。试验结果按表4-2的标准进行分类。

表 4-2 针孔试验分散性鉴定标准

各次试验结果分类	类 别
D_1 及 D_1	分散性土, 在2.0的水力比降下迅速破坏
ND_1 及 ND_1	中等分散性土, 在2或7的水力比降下冲蚀缓慢
ND_1 及 ND_1	非分散性土, 在15~40的水力比降下没有冲蚀

注 D—分散, ND—非分散。

针孔试验时应注意两个问题，一是试样的制备含水量应在塑限为 $\pm 2\%$ ，干密度应大于饱和含水量为液限时干密度。二是要注意针孔的扩大情况，分散性土针孔是由下游向上游呈均匀的扩大。如果发现仅仅是出口扩大，或出口远大于进口，表明是由于出口的渗透破坏引起的针孔扩大，此时应放小出口砾石的粒径，进一步观察针孔的冲蚀情况。

(二) 双比重计试验

该法也称SCS（即美国土壤保持局）法。主要步骤是对土的颗粒组成进行两次比重计测定。第一次是按常规的土工试验方法测定其粘粒含量，第二次是不加任何分散剂，不煮沸，不搅拌，只是将土样用蒸馏水浸泡，抽气10分钟，抽走聚集在土粒结构孔隙中的气体。倒入量筒，摇晃均匀后用比重计第二次测定粘粒含量。将两次测定的粘粒含量按下式比较，将得土的分散度 D 。

$$D = \frac{\text{不加分散剂时} < 0.005\text{mm颗粒含量}}{\text{加分散剂} < 0.005\text{mm颗粒含量}} \times 100\%$$

$D < 30\%$ 的土为非分散性土， $D = 30\% \sim 50\%$ 的土为过渡型， $D > 50\%$ 为分散性土。图4-2为黄河小浪底堆石坝寺院坡土料的双比重计试验结果。

分散性试验应注意的问题是，第一，试验土样要用天然含水量或半风干状态的土，不能用烘干土；第二是不加分散剂的试样不能浸泡时间过长，以免部分团粒自行分散，使非分散性土误定名为分散性土。

(三) 孔隙水溶液试验

该法主要是以孔隙水溶液中钠离子含量的多少鉴别土的分散性。将土用蒸馏水拌合成液限的稠度，再用真空法将孔隙水吸出，测定孔隙水中四种金属阳离子（钠、镁、钾和钙）的总量，亦称为TDS，以毫摩尔每升计（mmol/L）。试验结果用图4-3分析鉴别。

(四) 土块试验

将保持自然含水量的土块，或室内针孔试验后的土样制成

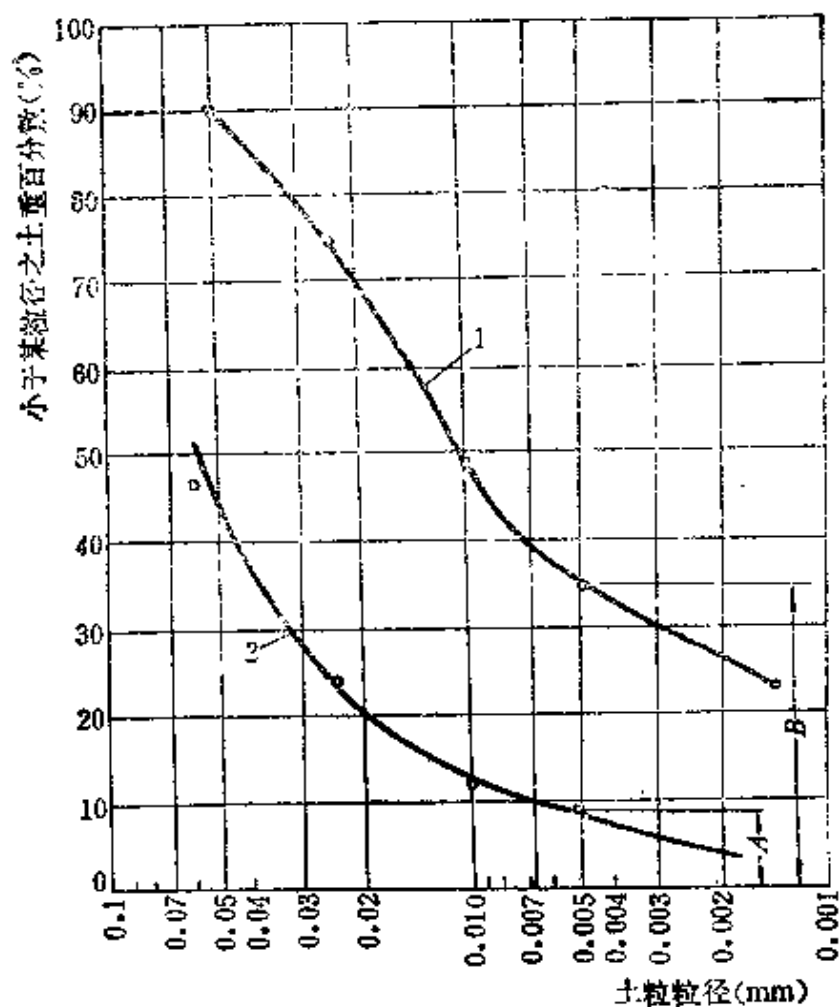


图 4-2 双比重计试验

土料: 小浪底寺院坡

1—常规法; 2—不加分散剂

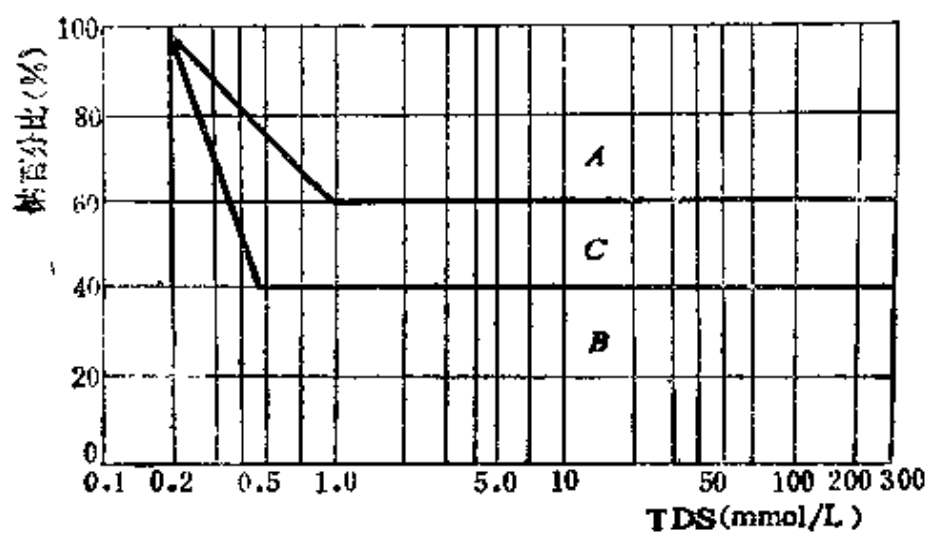


图 4-3 土的分散性与孔隙水盐量的关系

A—分散区; B—非分散区; C—过渡区

1cm³左右的土块投入盛有蒸馏水的量杯中，浸放5~10min后观察粒团中胶粒的分散性状，并采用以下分析标准。

第一类，无分散出胶粒的反映，土块水解后在量杯底部以细颗粒状平堆，水色是清的，或者稍浑后很快又变清，这类为非分散性土。

第二类，土块水解后四周有微量浑浊水，但扩散范围很小，这类土为过渡型。

第三类，土块水解后浑浊水很快扩散到整个量杯底部，水呈雾状，经久不清，这类为分散性土。

在土块试验中有人建议用NaOH浸泡土样，试验结果表明，这种方法与针孔试验结果不完全一致，用蒸馏水溶液试验，所有结果与针孔试验相一致。所以，目前土的分散性鉴定，包括针孔试验，均以蒸馏水的试验结果为依据。

三、分散性土的抗渗强度

分散性土的抗渗强度主要决定于渗透水的纯净程度及金属阳离子的成分，有无裂缝，渗流出口临空面的大小等因素。用这种土建造的均质坝，雨水最容易从坝面裂缝入渗在坝体形成管涌通道。如果渗水中含有一定量的二价钙离子，或土中掺入3%~5%的石灰，均可降低土的分散性，甚至变成非分散性土，抗渗强度变成非分散性土的强度。在渗流出口用细反滤作保护，同样可以具有较高的抗渗强度。

由上可知，分散性土不宜于作均质坝。用作心墙防渗材料时，除在与岩石和岸坡接触带多掺入3%~5%的石灰外，并且整个下游面用渗透性相当于中细砂的材料作反滤层，可保证防渗体具有足够的抗渗强度。

第三节 非分散性土正常条件下的抗渗强度

粘性土的主要特征是具有较大的内聚力，细颗粒都呈粒团存在，工程性质主要决定于粒团遇水后的稳固程度。分散性土遇到

纯净的水后,粒团易分散成原级细颗粒,因而抗渗强度最低。我国南方的红粘土,粒团的稳固性强,抗渗强度很高,北方的粘性土居于二者之间。正常条件是指土体的整体性未被裂缝破坏的情况。

粒团遇水后的稳固程度主要决定于粘土矿物成分。红土的矿物成分主要是高岭石,其次有氧化铁、三水铝石,间或含有伊里石和少量石英等。高岭石的阳离子交换量小,活动性低,持水能力弱,而氧化铁有一部分又以游离状态存在,把粘土颗粒结成粒团,并且游离氧化铁是两性胶体,在南方高温多雨的酸性环境中,胶体带正电荷,于是和带负电荷的粘土颗粒产生电性胶结,从而形成稳固的粒团。因此,红土的物理—力学性质与一般粘性土大不相同。例如,天然含水量,液、塑性限度和粘土颗粒含量都很高,密度低,抗水能力强,没有或很少湿化崩解,因此具有高的抗渗强度。用红土修建的土石坝,其中有些密度很低,边坡很陡,也无保护,在长期的雨水作用下无冲蚀,沿接触带有接触渗漏而无接触冲蚀。如我国云南省蒙自县的庄寨水库主坝,坝高27m,干密度只 $0.94\sim 1.30\text{g/cm}^3$,填筑含水量高达 $38\%\sim 68.7\%$,下游坝坡仅1:1.7,迄今未出现雨水或渗流冲蚀,坝下涵管常年处在沿壁渗漏下而出口无接触冲蚀,且渗水清澈,表现出很高的抗渗强度^[4]。

粘土矿物以伊里石居首位,并含有高岭石和蒙脱石的粘性土,颗粒组成中粘粒含量多在30%以下,粉粒居多,塑性指数多小于20%,多属中塑性土类,分布面广,遍布于我国北方广大地区,在我国土石坝建设中居重要地位并称为一般粘性土。本节主要阐述这类土的抗渗强度。

一、粘性土渗透破坏的机理

影响粘性土渗透破坏的因素较多,其中最基本的因素有土的性质,密度、水流方向和渗流出口无保护的临空面的大小。达维登柯夫(Dovidenkoff)从理论上探讨了粘性土的渗透破坏水力比降与各因素之间的关系。他根据渗透力与土体的自重和出口无保护临空面上土体的抗拉内聚力,即抗拉强度的极限平衡原理,

给出了粘性土渗透破坏时抗渗强度的本构关系^[19]。

$$r_s J_n = \frac{6C}{D_s} \pm r' \cos \alpha \quad (4-1)$$

式中 $r_s J_n$ ——抗渗强度；

C ——与土性有关的抗拉内聚力；

D_s ——反映渗流出口土表面无保护临空面大小的参数，
以孔隙直径表示，单位cm；

r' ——土体浮容重；

α ——土体表面与水平面的夹角，正号表示适用于渗流
向上，负号表示渗流向下的情况。

式(4-1)可用抗渗比降 J_n 的概念，在渗流为垂直方向时可写成下式：

$$J_n = \frac{6C}{r_s D_s} \pm \frac{r'}{r_s} \quad (4-2)$$

式(4-2)试图从理论上阐明粘性土的抗渗比降与各主要因素之间的关系。但是，大量的试验资料表明，按式(4-2)求得的抗渗比降远大于试验结果。分析原因，关键问题是如何确定抗拉内聚力。就土的渗透稳定性而言，影响粘性土抗拉内聚力的因素是多方面的，它不仅决定于土的密度和含水量，同时决定于粒团遇水后的稳固程度，即土颗粒的水化能力，特别是实际达到的水化程度。水化能力的高低要看粘土矿物成分而定，实际能以达到的水化程度取决于渗流出口无保护面积的大小以及是否被水所淹没两种因素。红粘土的粘土矿物成分决定了具有较低的水化能力，水稳性好，遇水后仍保持原有的内聚力。而一般粘性土，其水化能力高于红粘土，低于以蒙脱石为主的粘性土。表4-3中列入了粘土矿物成分不同的三类土的抗渗比降，其中鲁布革工程土料为南方红粘土，小南海和小浪底工程位于海河及黄河流域，其代表一般粘性土，桃山工程位于东北松花江流域。由于试验土料的粘土矿物成分不同，水化能力不同，虽然表中有些土样渗流出口临空面的孔径是相同的(D_s 相同)，但试验求得的抗渗强度却有明显的差别。

表 4-3

三种类型土的破坏水力比降*

工程名称	土的物理性质					试 验 体 件				破坏 水力 比降	粘土矿物成分
	稠度(%)			G_c	<0.005 mm (%)	土 样		反 滤 料 (mm)			
	w_L	w_P	I_P			ρ_d (g/cm ³)	n	D_{10}	D_6		
云 南 鲁布革	77	27	50	2.88	53	1.18	0.59	>300	80	38	伊里石, 高岭石, 并含一定量游离铁铝氧化物
河 南 小南海	33	18	15	2.74	33	1.58	0.43	>300	80	10	伊里石为主并含有高岭石
河 南 小浪底 (寺院坡)	37	21	16	2.74	36	1.60	0.42	27	6.7	62	
						1.60	0.42	15	3.6	145	
黑 龙 江 桃 山 (桃 2)	47	26	21	2.69	56	1.30	0.52	23	5.8	14	蒙脱石、伊里石为主
						1.30	0.52	15	3.7	28	

* 试验条件: 饱和度 $S_r=100\%$, 渗流向下, 出口被淹没。

另外, 水化能力相同的同一种土, 抗拉内聚力又决定于实际能够达到的水化程度。如渗流出口无保护临空面孔径加大, 水化条件好, 水化程度强, 抗渗比降降低。这一特征除由表 4-3 中同一种土, 因渗流出口反滤料孔径 D_{60} 不同而抗渗比降不同说明外, 还可用图 4-4 中某壤土的一组渗透破坏试验资料为例, 作进一步阐述。用式 (4-2) 对图 4-4 中的土料进行抗渗比降计算, C 值取达维登柯夫通过试验及由工程资料统计所得的最小值, $C=3\text{kPa}$ 。计算结果与试验值呈以下关系。当 $D_{60}=3\text{cm}$ 时, $J_{\text{计算}}/J_{\text{试验}}=1.6$, $D_{60}=10\text{cm}$ 时, $J_{\text{计算}}/J_{\text{试验}}=3.0$ 。这表明随着临空面孔径的加大, 试验结果不呈直线比例变小。其实质说明抗拉内聚力不是常数, 它随着土表面水化程度的增加而减小。图 4-4 中曲线变化的趋势本身就反映了这一特征, 但式 (4-2) 并未反映这一点, 致使试验的抗渗强度与计算值相差较大。

粘性土的实际水化程度还与渗流出口是否被水所淹没有密切关系, 出口被水所淹没, 水化程度强, 抗拉内聚力小, 抗渗强度降低。图 4-5 是黄河小浪底堆石坝寺院坡和西河清两种防渗土料

在同一种反滤层保护下，出口被水淹没和不淹没两种不同情况的试验结果。结果表明，出口不淹没的抗渗比降比出口淹没的至少大40%。

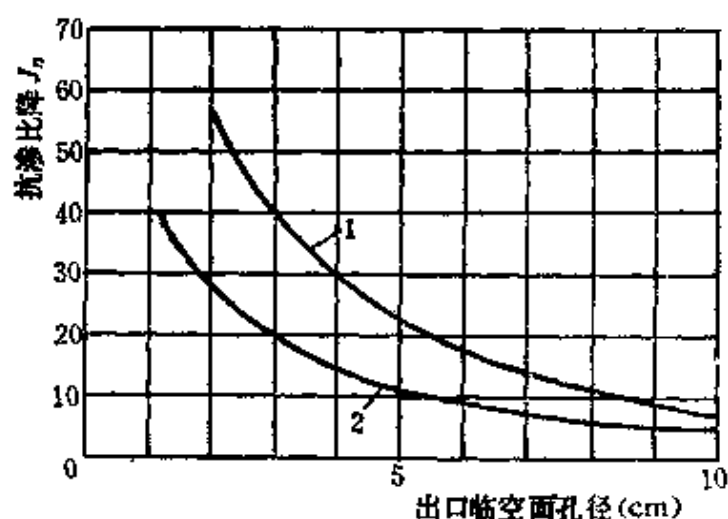


图 4-4 抗渗比降与出口临空面孔径的关系^[1]
(渗流方向向上，壤土， $w_L=29\%$ ， $I_p=10\%$ ， $S_r=100\%$)
1— $\rho_d=1.62\text{g/cm}^3$ ； 2— $\rho_d=1.55\text{g/cm}^3$

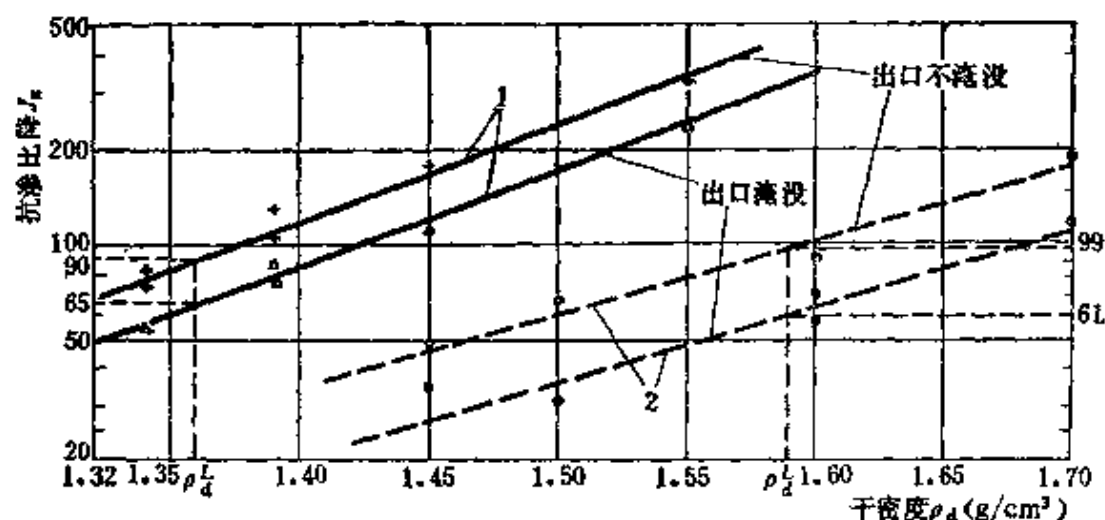


图 4-5 下游水位对抗渗比降的影响
 $S_r=85\%$ ，反滤料粒径 $9.5\sim 19.1\text{mm}$
1—寺院坡； 2—西河清

上述分析表明，粘性土的渗透破坏机理，不单纯是在渗透力作用下土体在渗流出口沿临空面周边的抗拉问题，而且与土体在水中的水化能力，和实际达到的水化程度密切相关。特别是一般粘性土，渗流向下，出口被水流淹没时，它甚至会纯粹因水化而

破坏。由于水化产生崩解后的土体将会在自重作用下脱离本体，故土体不断产生新的临空面，使水化崩解过程可以向上部继续发展，甚至在水力比降的作用下可以一直破坏到顶部。此种现象在工程实践中经常可见。有些土石坝，防渗体承受的水力比降并不大，但却出现了垂直向上的渗透破坏，顶部呈现大的塌坑，就是由上述过程造成。北京西斋堂水库就是一例。

西斋堂水库大坝是座壤土斜墙坝，坝高58m，坝基透水层用混凝土防渗墙防渗，效果很好。防渗墙与斜墙趾的短铺盖相连接，运行两年后放空水库检查，发现铺盖表面有两个大的塌坑，进一步检查结果，一个塌坑位于混凝土防渗墙的上游侧，在该位置铺盖承受的水力比降实际上接近于零，单纯按渗透力极限平衡的观点来分析，作用于上游铺盖的渗透力很小，不应产生塌坑。最后开挖检查认为，主要是铺盖下表面的反滤层被防渗墙之间的接头缝中的高流速所破坏，下表面出现了较大的临空面，造成了水化崩解的条件。由于水化崩解后的粘土颗粒不断被渗流从接头缝冲向下游，使铺盖下表面不断产生新的临空面，造成水化崩解不断向顶部发展，最后在顶部出现塌坑。

由此可见，粘性土渗透破坏的原因有三个方面，即渗透破坏的三种典型：一是单纯在渗透力作用下的破坏；二是渗流出口土体表面的水化崩解造成的破坏；三是在渗透力和土体水化崩解同时作用下的破坏。上述三种类型的共同特点是，破坏过程都是表面土体成块成团的流失。其中以渗流向下，土表面又被水淹没的条件，即第三种情况为最不利，而且出现的机会较多。粘性土抗渗比降的研究应以最后一种情况为基础，使试验结果应用于工程实践时有较大的安全度。

二、粘性土的抗渗强度

从土的性质—物理化学成分而言，红土的抗渗强度高于一一般粘性土，介质环境为碱性的黄土或粘土矿物成分以蒙脱石为主的粘性土抗渗强度又低于一般粘性土。就渗流特性而言，以渗流向下的情况为最危险，而土石坝防渗体中的渗流又以这种情况为最

多。如上游铺盖，防渗斜墙及斜心墙均为垂直向下的渗流。由于一般粘性土在我国坝工建设实践中具有重要地位，本节主要阐述水利水电科学研究院在这方面研究的结果及提出的计算抗渗强度的方法，条件为渗流向下的。

土的抗渗强度常以破坏水力比降表示，它的大小决定于土的性质，密度及渗流出口的保护程度，并可写成以下函数关系：

$$J_n = f(\rho_{dL}, \rho_d, D_e) \quad (4-3)$$

式中 ρ_{dL} ——代表土的性质，以土体处于液性限度时的干密度来表示；

ρ_d ——土体实际的干密度；

D_e ——渗流出口无保护临空面的大小，以孔径大小表示，通常称为孔隙直径，决定于出口保护层的等效粒径。

ρ_{dL} 按下式确定

$$\rho_{dL} = \frac{S_r G_s \rho_w}{S_r + G_s w_L} \quad (4-4)$$

式中 S_r ——土的饱和度，在此等于1.0；

ρ_w ——水的密度；

w_L ——土的液限含水量。

与液限干密度对应的孔隙率称为液限时孔隙率，用 n_L 表示。

我们知道，液限是反映粘性土土性的一项重要指标，K·太沙基就用它建立了与土的其它性质之间的关系^[1]。因此，在抗渗强度的研究中也以液限作为代表土性的一项指标，在此采用液限状态时的干密度，而未直接采用液限。下面首先通过试验资料分别阐述各个因素与土的抗渗强度之间的关系。最后通过综合分析给出确定一般粘性土抗渗强度的方法。试验土料的基本性质列于表4-4。

(一) 抗渗强度与土密度间的关系

整理单纯研究抗渗强度与干密度之间关系的试验资料表明，土的抗渗强度与干密度呈双曲线的函数关系，绘于半对数坐标，

表 4-4

抗渗强度试验粘性土料的物理性质

产 地		稠 度 (%)			G_s	<0.005mm 颗粒含量 (%)	ρ_{sL}	n_L	分散度 D (%)
		w_L	w_P	I_P					
小浪底	寺院坡	37	21	16	2.74	36	1.38	0.50	22
	西河清	26	18	8	2.72	23	1.59	0.42	37
北 京	流村 1 ^[11]	26	16.4	9.6	2.70	17	1.59	0.42	
	流村 2 ^[11]	27	16	11	2.70	19	1.58	0.42	
陆 洋	岗 地	33	22	11	2.74	38	1.44	0.47	21
	平 地	32	21	11	2.73	34	1.46	0.47	29
桃山副坝		37	21	16	2.66	37	1.34	0.50	

则呈直线关系,如图4-6所示。图中各个试验的渗流出口临空面孔隙直径为固定值,因此,影响抗渗强度的只是干密度一种因素,试验结果可以直接用于分析密度与抗渗比降的关系。分析结果,土的抗渗比降与密度呈以下双曲线函数关系。

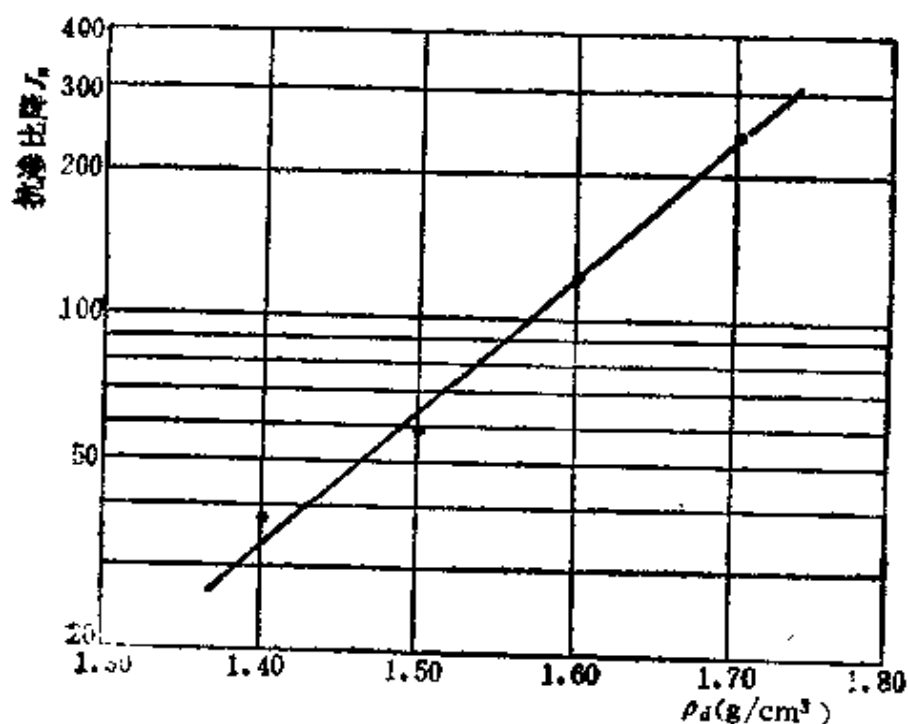


图 4-6 寺院坡土抗渗比降与干密度的关系

出口为 $\phi 20\text{mm}$ 球体, $D_s=5.0\text{mm}$ $w_s=17.9\%$, 流向向下; $S_r=100\%$, 出口淹没

$$\rho_d = \frac{J}{a + bJ_n} \quad (4-5)$$

式中 a 、 b 是系数，决定于土的基本性质。

(二) 抗渗强度与土性的关系

由图4-5可知，如果我们以土的液限干密度作为反映土性的指标，对于一般粘性土，不同土性的土料，共处于液限状态时，则具有基本相同的抗渗强度。这是由于按液限的定义，液限状态时各种土性的抗拉内聚力都是很小，理论上其值应当接近于零之故。这就表明可以用液限状态时的抗渗强度作为基本抗渗强度，用液限状态时的干密度代表土的性质。从这一概念出发，若将图4-5中的横坐标都除以相应的液限干密度 ρ_{dL} ，变为相对干密度，则两种土料抗渗强度的曲线将会相重合。由此可知，抗渗强度与干密度及土的性质呈以下关系：

$$\frac{\rho_d}{\rho_{dL}} = \frac{J_n}{a_1 + b_1 J_n} \quad (4-6)$$

用 $\rho_d = (1-n)G_s$ ， $\rho_{dL} = (1-n_L)G_s$ 代入上式，则密度将以孔隙率表示，式(4-6)变为

$$\frac{(1-n)}{(1-n_L)} = \frac{J_n}{a_1 + b_1 J_n} \quad (4-7)$$

式中 a_1, b_1 —— 系数；

n_L —— 液限干密度时的孔隙率。

将黄河小浪底堆石坝两种心墙土料抗渗强度的试验资料按式(4-7)整理并绘制曲线，则得图4-7。图中两条曲线相重合，表明了上述的论证是正确的，式(4-7)能以充分揭示抗渗强度、密度与土性三者间的相互关系^[31]。

进一步分析图4-7中的资料表明，在渗流出口临空面的孔隙直径相同的条件下，粘性土的抗渗比降可用下式表示：

$$J_n = \frac{a_1(1-n)}{(1-n_L) - b_1(1-n)} = \frac{15(1-n)}{(1-n_L) - 0.79(1-n)} \quad (4-8)$$

(三) 出口无保护临空面的孔径与抗渗强度的关系

如上所述，出口无保护临空面孔径的大小是决定粘性土抗渗

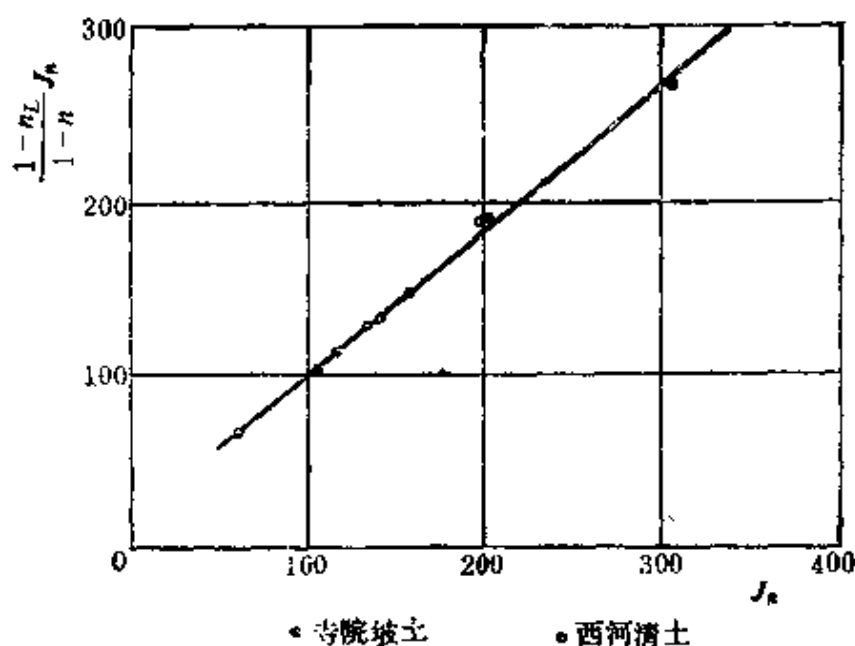


图 4-7 土性、密度与抗渗比降的关系
($D_s = 2.8\text{mm}$)

强度的重要因素，随着该孔径的增大，抗渗强度逐渐降低。图 4-4 及式 (4-2) 共同表明，当临空面孔径大于某一值后，土的抗渗强度在数值上接近浮容重。在渗流方向向下的条件下，由于水化崩解，甚至在自重作用下土体就可发生渗透破坏。因此，研究粘性土的抗渗强度时必须考虑出口临空面孔径的大小。

通过对试验资料的整理，求得土的抗渗强度与临空面孔径呈双曲余切函数的关系。图 4-8 为寺院坡土料的抗渗比降与临空面孔径的关系，回归分析结果，可写成下式

$$J_n = \frac{331}{1 + 0.09D_s^2} \quad (4-9)$$

表 4-5 中列入了寺院坡土料抗渗比降与临空面孔径关系的试验及计算结果。

(四) 粘性土的抗渗强度

将上述各个因素与抗渗强度相互关系的分析结果，作进一步的综合分析，就可给出各个因素与抗渗强度之间的综合关系式。图 4-9 表示了抗渗比降与土性、密度及临空面孔径的关系。可以看出，是一簇以孔径为参数的平行直线群，而且各条直线均有良

表 4-5 渗流出口临空面的孔隙直径与抗渗比降

出口保	$D_{e,}(\text{mm})$	3.0	3.0	5.0	4.3	7.2	11.0	13.5	13.5	14.5	20.3	20.0	20.3	27.4
	$n(\%)$	0.37	0.37	0.25	0.38	0.39	0.33	0.36	0.37	0.40	0.37	0.40	0.41	0.39
护条件	$D_e(\text{mm})$	0.64	0.64	0.79	1.0	1.8	2.3	3.1	3.2	3.6	4.7	5.0	5.1	6.7
土体干密度(g/cm^3)		1.60												
抗 渗 比 降	试 验 值	374	350	285	332	214	210	153	195	145	133	120	89	82
	计 算 值	310	319	313	304	256	224	177	172	153	111	102	96	66

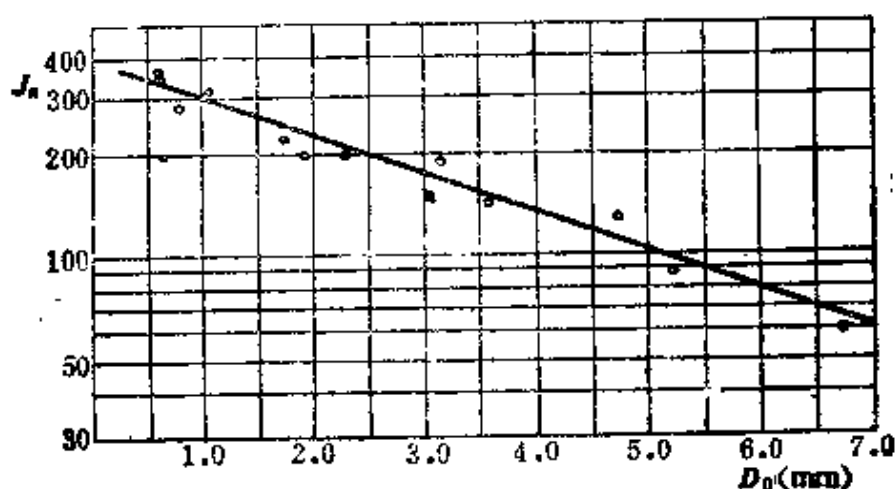


图 4-8 抗渗比降 J_s 与出口临空面孔径 D_e 的关系

土料: 寺院坡, $\rho_d=1.60\text{g}/\text{cm}^3$, $S_r=100\%$, 出口淹没

好的线性关系。再考虑式(4-9)的关系, 进一步整理试验资料, 图4-9中的直线群就位于同一条直线上。如图4-10所示。将其回归分析, 则得抗渗比降与各个因素之间的函数表达式

$$\begin{aligned}
 J &= \frac{24(1-n)}{[(1-n_L)-0.79(1-n)](1+0.09D_e^2)} \\
 &= \frac{24(1-n)}{(0.21-n_L+0.79n)(1+0.09D_e^2)} \quad (4-10)
 \end{aligned}$$

式中土体密度以 $(1-n)$ 表示, 土性用土体处于液限时的孔隙率 n_L 表示。

式(4-10)是根据一般粘性土的试验资料整理而得, 因此只适用于一般粘性土, 即粘土矿物以伊里石或伊里石和高岭石为主,

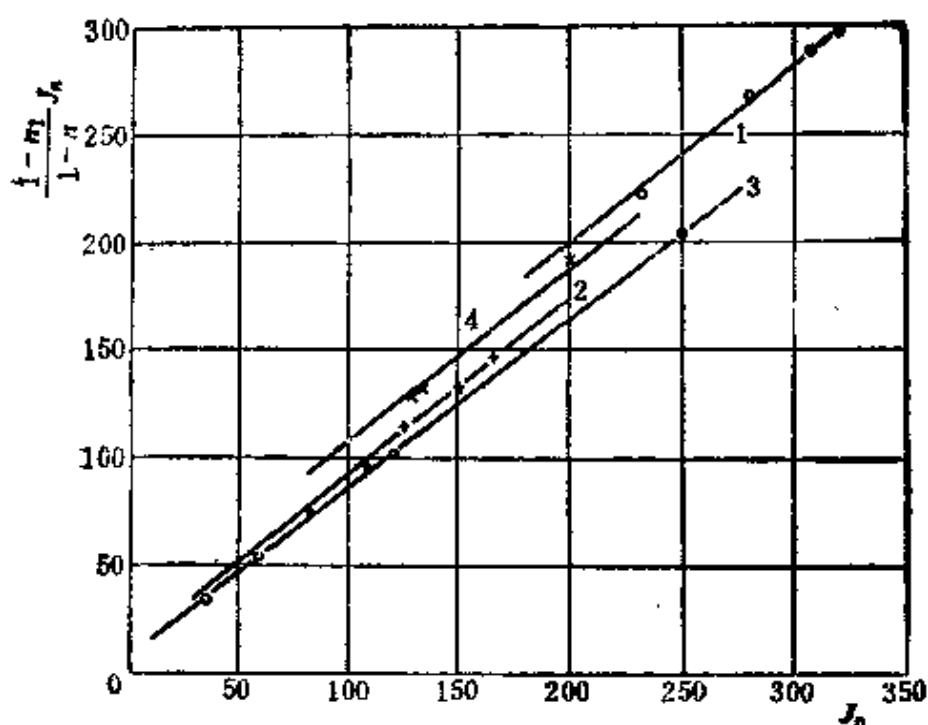
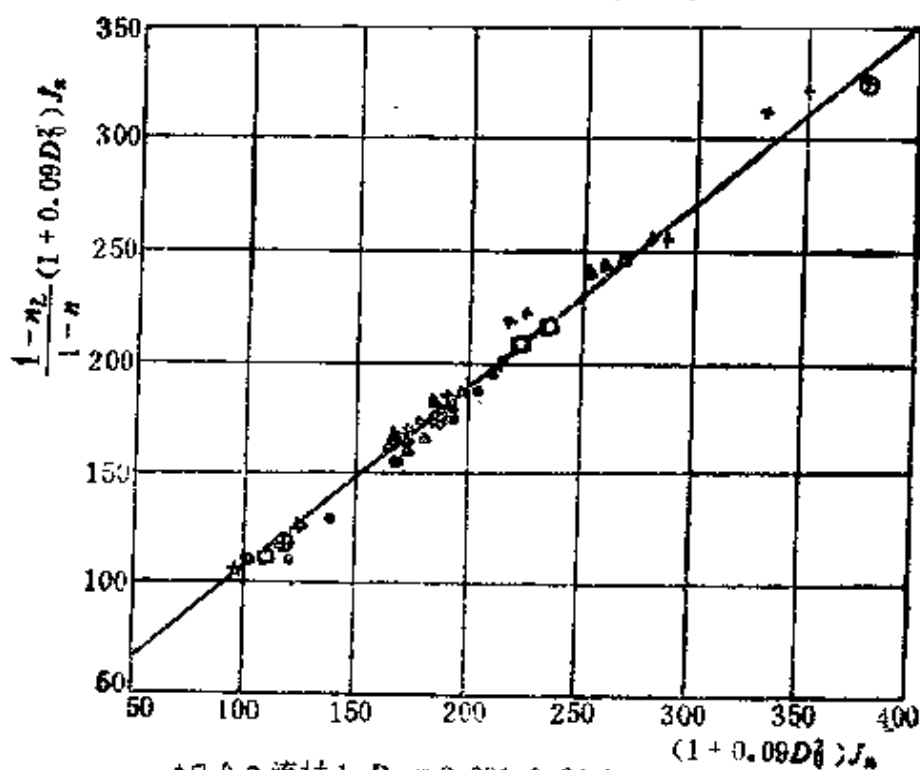


图 4-9 抗渗比降与土性、密度、孔径的关系
 1—流村 1, $D_0=0.072\text{mm}$; 2—流村 1, $D_0=2.72\text{mm}$;
 3—寺院坡, $D_0=5.0\text{mm}$; 4—西河清, $D_0=2.8\text{mm}$



+□△○ 流村 1 $D_0=0.091, 0.94, 1.4, 4.0\text{mm}$

● 流村 2 $D_0=2.7\text{mm}$

× 西河清 $D_0=2.8\text{mm}$

▲● 寺院坡 $D_0=2.8, 5.0\text{mm}$

图 4-10 粘性土的抗渗比降与各要素间的关系

同时土体处于弱碱性介质环境，而且分散度 $D \leq 40\%$ 的条件。对于南方红粘土，按式（4-10）计算时其值偏小。对于粘土矿物以蒙脱石为主的粘性土，用式（4-10）计算得的抗渗强度约高30%~40%。

综合大量试验资料，对粘性土的抗渗强度可采用下列一般表达式：

$$J_n = \frac{24(1-n)}{[(1-n_L) - 0.79(1-n)](1 + cD_0^2)} \quad (4-11)$$

式中， c 值是反映土体的水化能力及水化程度的系数，其值变化于0.06~0.15之间，大值适合于粘土矿物以蒙脱石为主的粘性土，小值适合于南方红粘土。

第四节 裂缝土的抗渗强度

自60年代以后，高土石坝迅速发展，而且大多数采用薄心墙坝，由于坝体的不均匀沉降及水力劈裂问题，致使防渗体在运用初期易产生各类裂缝，导致大坝的破坏甚至失事，因此防渗体的裂缝成为坝工界十分关注的问题。开始阶段重点在于如何防止裂缝的产生，从80年代开始，裂缝问题被纳入渗流控制的范畴，因而裂缝土抗渗强度的研究工作，列入了新的课题。已有结果表明，土质防渗体裂缝后抗渗强度大幅度降低，同时在渗流作用下有以下特征：

1) 在小的水力比降下裂缝会自行愈合，而且在缓慢蓄水过程中愈合部分可以得到渗透压密，抗渗强度会有一定提高^[32]。

2) 裂缝愈合能力取决于三种因素，一是土的水化崩解能力，即粘土矿物成分，二是开始作用的水力比降，三是出口反滤层的粗细。水化能力强，开始的水力比降小，出口反滤层细，裂缝愈合性能好，否则愈合性能差。

3) 如果渗流出口有合适的反滤层作保护，即使在大的水力比降作用下，裂缝也不会受冲蚀，因而能够自行愈合^[34]。

总而言之，只要保证裂缝不遭渗流冲蚀，或者冲蚀后的土颗粒不被渗流所带走，一般情况下，土中的裂缝遇水后总是会愈合的，防渗性能和抗渗强度都会有所提高。

一、土体裂缝后的自愈能力

土体对裂缝的自愈能力遇水后才有明显表现，干燥状态的土，裂缝是不会自愈的，这是由于土体本身的以下基本性质所决定。

细粒土中的粒团是由相互之间的作用力结合在一起的。这种力主要有分子引力（范德华力）和静电引力两种形式。分子引力与颗粒间的7次方成反比，随颗粒间距离的增大很快减小。静电引力主要决定于颗粒表面扩散层的厚度，扩散层增厚，静电引力相应减小，甚至消失。土颗粒表面带的是负电荷，水分子是极性分子，当它进入土颗粒周围时，阳离子将面向土粒并聚集在土粒周围形成水膜，使土粒水化。具有一定密度的各类土体，当存在临空面时，因作用于临空面上的外力为零，浸水后紧靠临空面的土粒于及其吸附于周围的阳离子一定要充分水化，使水化膜达到最大厚度，从而使扩散层加厚，颗粒间相互的作用力削弱，甚至被水化膜破坏，土体由膨胀发展到崩解。

具有临空面的土体遇水后都要水化、膨胀、崩解，这是粘性土的水理性。土体中产生了裂缝，实质上是出现了无应力的临空面，遇水后临空面会吸水膨胀崩解，特别是水平缝，在自重作用下还会产生塌落，如果作用于土体的水力比降较小，裂缝不产生渗流冲蚀，或冲蚀后的土颗粒不会被渗流连续不断的带出土体以外，则裂缝将会自愈，如出口有反滤层保护，就会出现后种类型。裂缝自愈后仍然具有一定的防渗性能和抗渗强度。一般情况下，水库缓慢蓄水时由于开始作用的水头小，裂缝自愈性能好，自愈后的土体渗透性小，抗渗强度高，否则，开始就以高水头作用于土体，在反滤层的保护下虽然裂缝也会自愈，但自愈后的性能要差于小水头作用下的情况^[12]。另外，南方红粘土的湿化崩解能力弱，裂缝自愈能力差，自愈部分的透水性较强，但仍有较

高的抗渗强度。

图4-11是裂缝自愈试验结果，表明了一般粘性土的自愈及自愈后进一步施加水头时遭到破坏的过程，由于出口反滤较粗，它可以表明自然状态下裂缝的愈合性状。曲线2开始时裂缝中的流速为5cm/s，但经一小时后流速降到 4.4×10^{-3} cm/s，升高水头后渗流速度进一步减小，表明愈合后的缝体产生了渗透压密。当水力比降进一步提高，直到26时土体破坏。曲线1试验开始时的水力比降为2.5，通过裂缝的流速达32cm/s，同样出现了愈合，一小时后流速降到8.3cm/s，大于曲线2，继续施加水头后同样产生了渗透压密。但当水力比降升高到 $J=10.1$ 时，从裂缝愈合处产生了渗透破坏。图4-11同时表达了裂缝自愈性状与出口反滤层的粗细、开始的水力比降等各因素之间的关系。

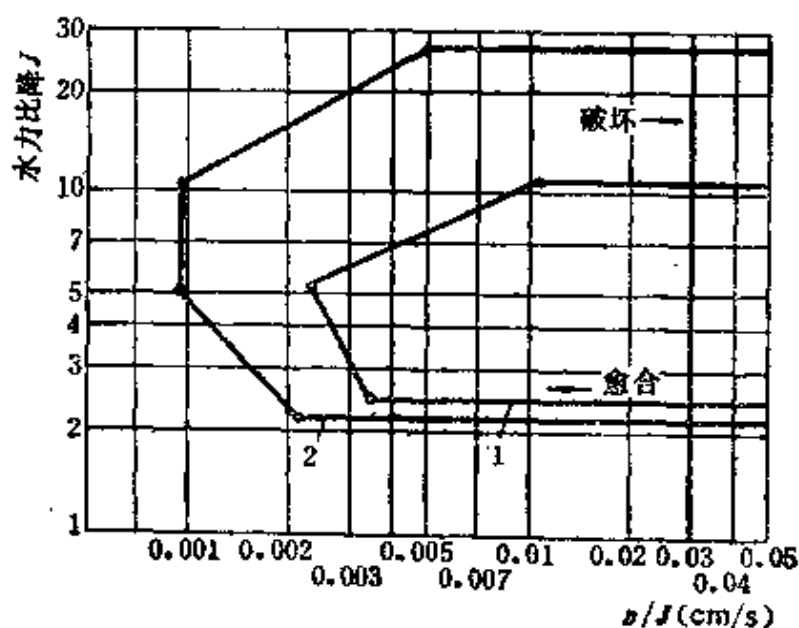


图 4-11 土的裂缝愈合及破坏过程

土料：陆浑平地土， $\rho_s = 1.60 \text{g/cm}^3$

1— $D_{z,0} = 5.8 \text{mm}$, $v_{\text{开始}} = 32 \text{cm/s}$, 裂缝开度 $\delta = 2.0 \text{mm}$;

2— $D_{z,0} = 2.4 \text{mm}$, $v_{\text{开始}} = 5 \text{cm/s}$; 裂缝开度 $\delta = 3.0 \text{mm}$

二、裂缝土的抗渗强度

如上所述，裂缝土的抗渗强度主要决定于土性、裂缝是否自愈及反滤层的粗细三个因素。就土性而言，仍然是红粘土大于一

般粘性土，粘土矿物以蒙脱石为主或介质环境呈强碱性的土为最低。南方红粘土裂缝后的抗冲刷流速可达 $100\sim 500\text{cm/s}$ ，一般粘性土只有 $10\sim 50\text{cm/s}$ ，其它类型的土小于 10cm/s ，高度分散性土甚至小于 1cm/s 。同种类型的土，以裂缝未愈合时的抗渗强度为最小，愈合后若无合适反滤层保护的土次之，反滤层较细时仍具有较高的抗渗强度，但低于未发生裂缝的情况。在相同的反滤保护下，裂缝自愈后的抗渗强度还与土的分散性有关，分散性高的土，其抗渗强度低于分散性低的土。

图4-12绘出了三种土料的抗渗强度与反滤层等效粒径的关系。图中曲线2所示土的粘粒含量和分散度与曲线1基本相同，因而在同一反滤保护下具有基本相同的抗渗强度。曲线3的土，虽然其粘粒含量与曲线1接近相同，由于分散度达29%，因此，尽管与曲线1、2有相同的反滤层作保护，但抗渗强度仍明显降

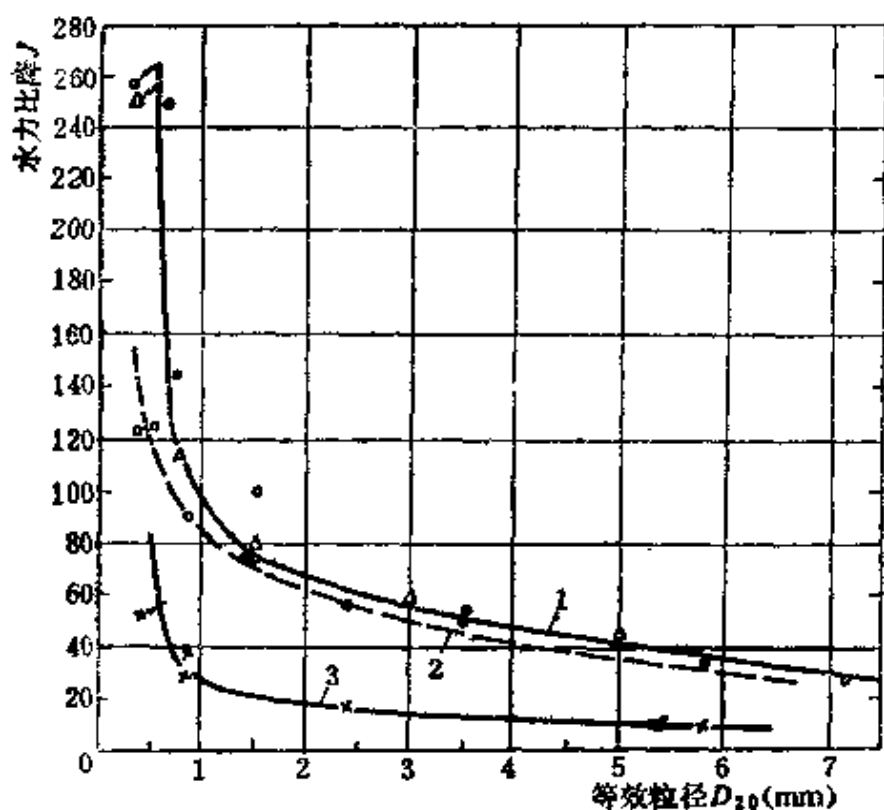


图 4-12 裂缝土的抗渗比降

土料：1—寺院坡， $\rho_d = 1.61\text{g/cm}^3$ ；2、3—陆浑岗地土和平地土， $\rho_d = 1.50\text{g/cm}^3$

○、△、×、△和/分别表示裂缝开度为1、2、3、4mm和未破坏

低。只有在反滤层的等效粒径减小到 0.9mm 后，其抗渗强度才大幅度地提高。三种土料的基本性质列于表4-4。

由上可知，在分析土石坝产生裂缝的抗渗强度时，除考虑上述三种因素外，还应注意建筑物承受的水头大小。一般在合适的反滤层保护下裂缝会逐渐愈合，不会引起渗透破坏问题。

第五节 粘性土的允许抗渗比降

粘性土抗渗强度的试验或计算结果在工程中如何使用，直接关系到坝工建设的安全与经济问题。按照室内试验结果，在正常情况下粘性土都具有较高的抗渗强度，防渗体可以设计得很薄，而且出口反滤层的标准可以要求很低。在苏联的最新坝工设计规范中已考虑了上述特征，如规定用粘性土兴建的防渗铺盖，平均水力比降可用到 $10\sim 15$ ，斜墙和心墙可用到 $8\sim 12$ ，大的数值适用于粘土，小的数值适用于壤土。但是实际工程中绝大多数的防渗体都设计得比较厚。大量的统计资料表明，已建的高度大于 40m 的土石坝中， 50% 以上的心墙坝，平均水力比降小于 3.0 。高度大于 100m 的土石坝中，心墙达到的最大平均水力比降为 5.0 ，只有个别斜墙坝的斜墙平均水力比降达 12.0 。图4-13是1985年以前世界上已建成的土石坝心墙平均水力比降与坝高的关系^[14]，表明了工程实际中所采用的允许平均水力比降值比试验室的结果小很多。防渗体的抗渗强度之所以未能像土的其它工程性质指标一样，直接参照室内试验结果予以决定，原因是多方面的，主要原因之一是土在渗流条件下的抗渗强度比其它性质更为复杂，影响因素较多，认识还不深透。另外防渗体是保证土石坝安全的首要结构，一旦失事，将会带来灾难性的后果，因此持更慎重的态度。其次是室内试验时控制的试验条件尚不统一，各家试验结果不尽相同，因此试验资料在实际工程中如何应用，至今没有明确的标准。也就是说，安全系数的大小如何确定，没有明确的原则。本节首先阐明影响粘性土抗渗比降的关键因素，然后提出安

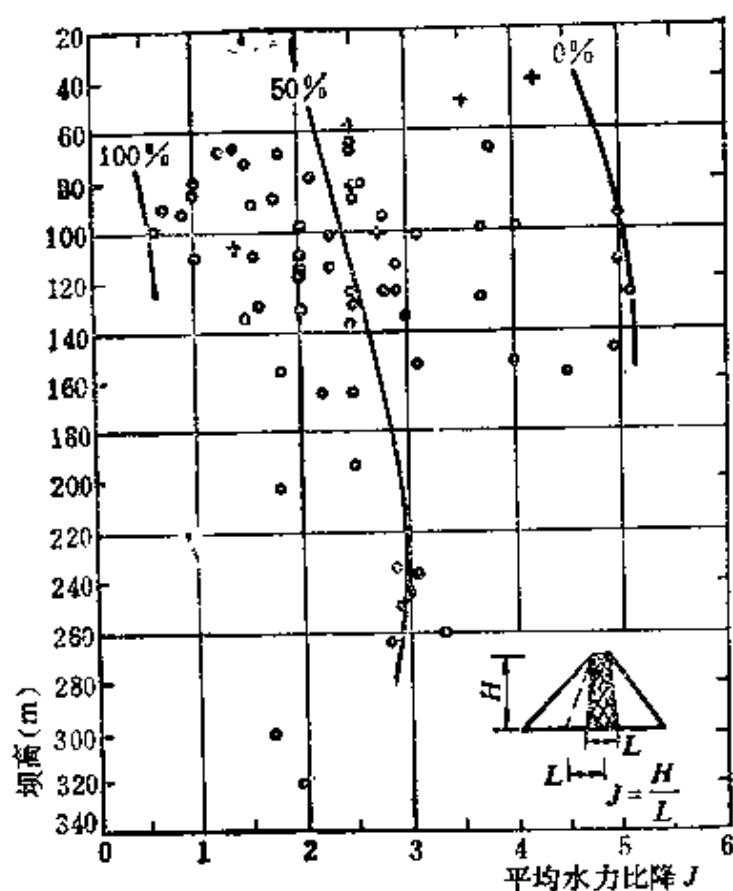


图 4-13 已建土石坝心墙的平均水力比降
(+表示中国的几座大坝)

全系数的取值大小，以利于今后抗渗强度的试验或计算数据在工程中得到合理使用。

一、正常情况下组成粘性土允许抗渗比降安全系数的因素

正常情况是指不产生裂缝的情况。这种条件下安全系数的取值问题，R.达维登柯夫建议用3，实际工程中往往用到大于10，如我国陕西省高105m的石头河土坝，甚至用到20，标准很不统一。为了解决这一问题，80年代初我们专门研究了不考虑裂缝时影响粘性土抗渗强度的各种因素，并归纳为五个方面：①土的施工含水量低于设计含水量；②施工干密度对抗渗强度的影响；③土体饱和度对抗渗强度的影响；④反滤层铺设条件的影响程度；⑤工程实际中的出逸水力比降大于工程常用的平均水力比降的问题。安全系数包括了上述影响因素及安全储备两个方面，关于影响因素及程度以寺院坡土料为例分别作以阐述。

1. 施工含水量的影响

室内试验时,土样的含水量一般是按最优含水量制备的,但实际施工中土的填筑含水量可允许有一变化范围,在干燥地区施工,容易偏低,在多雨潮湿地区施工,容易偏高。室内试验研究的结果,施工含水量偏高时抗渗强度的变化不明显,低于最优含水量时土的抗渗强度出现明显地降低。图4-14是寺院坡土料试样的起始含水量,即室内模拟的施工含水量与抗渗强度的关系。寺院坡土料的最优含水量为19.5%,若施工含水量只有16%,比最优含水量低3.5%,以下游水流淹没的试验资料为基础,二者抗渗比降之比以 μ_1 表示,则

$$\mu_1 = \frac{115}{151} = 0.76$$

表明由于施工含水量的降低使抗渗强度损失了24%。

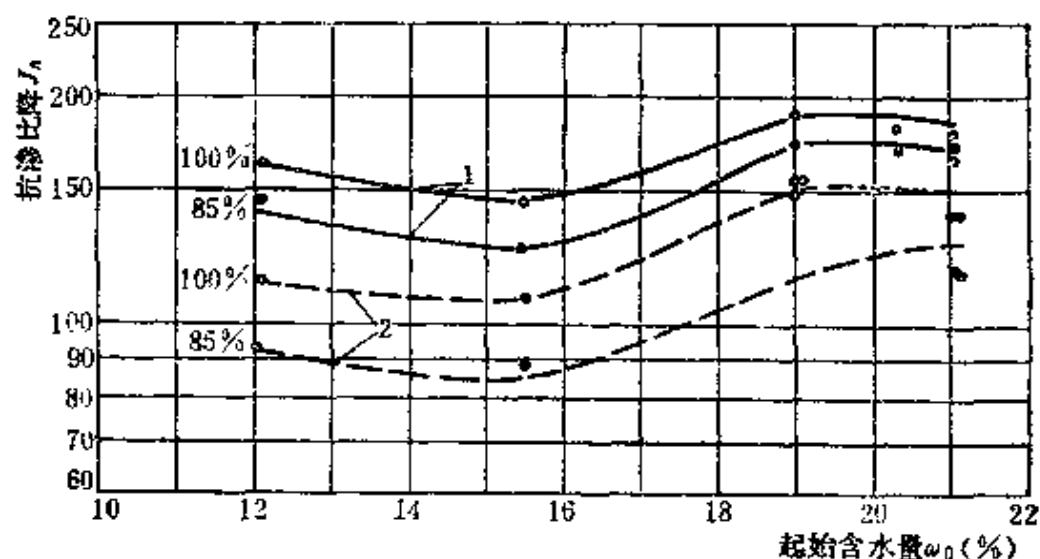


图 4-14 起始含水量与抗渗比降的关系

土料: 寺院坡, 反滤料9.5~19.1mm, 试样饱和度为100%, 85%

1—表面不淹没; 2—表面淹没

2. 土体干密度的影响

按规范规定,大坝实际填筑的干密度,只要90%以上的试样达到设计干密度,即认为满足设计要求,表明允许有10%的样品干密度可以低于设计值。加之目前质量检查的方法尚不完善,因

而防渗体局部地方填筑密度偏低的可能性还是较大。一般允许偏低值为5%~8%。图4-15是两种土料的干密度与抗渗比降的关系，仍以寺院坡土料为例，设计干密度为 1.60g/cm^3 ，取最大降低6%时变为 1.50g/cm^3 ，二者抗渗比降之比值以 μ_2 表示，则

$$\mu_2 = \frac{210}{400} = 0.53$$

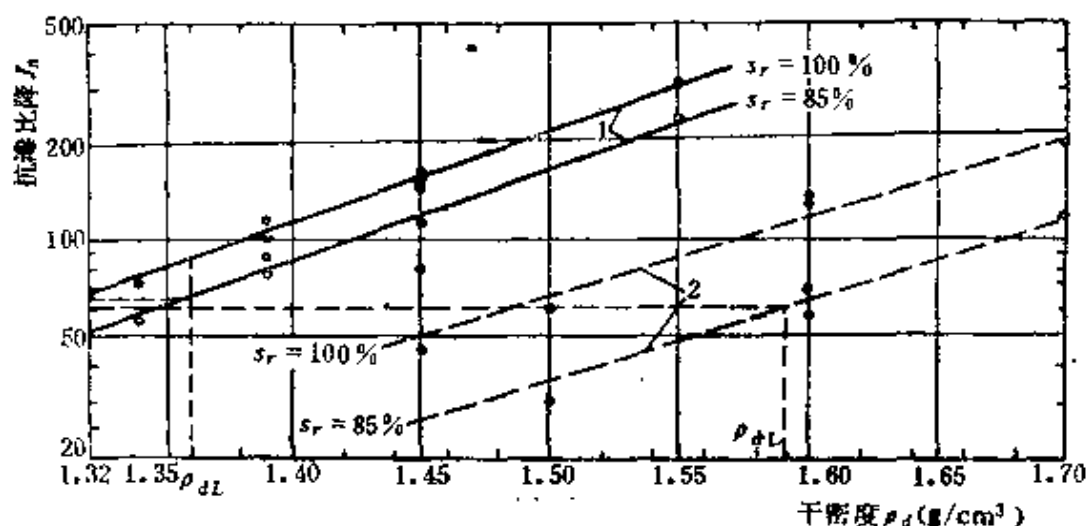


图 4-15 干密度和饱和度对抗渗比降的影响

反滤料9.5~19.1mm，渗流出口淹没

1—寺院坡；2—西河清

3. 土体饱和度的影响

试验表明，饱和度高的土样抗渗强度高于饱和度低的土样，这和土的水理性是一致的。自然状态下形成的渗流场，土体饱和度主要在 $S_r = 85\% \sim 90\%$ 范围内，低于室内抽气饱和度100%。由图4-14及4-15可知，饱和度降低，抗渗强度相应减小。饱和度对抗渗强度的影响以 μ_3 表示，试验室的饱和度以100%计，自然界土样饱和度取 $S_r = 85\%$ ，二者抗渗强度的比值为

$$\mu_3 = \frac{210}{305} = 0.69$$

4. 渗流出口反滤层保护条件的室内外差别

室内试验和工程实际铺设的反滤层有两点差别，一是不均匀反滤料在施工过程中容易出现粗细分离，个别地方会出现等效粒

径偏大的问题。二是结合面结合不紧密。针对后者，在室内模拟了两种情况，一种是先将土体压实后再铺反滤层，使反滤与土体呈点接触。另一种是先铺反滤层后填土，使土与反滤呈面接触。试验结果如图4-16所示。图中表明，由于两种施工方法在结合面产生了不同的结合条件，致使抗渗强度出现了差别，先填土与后填土抗渗强度之比值用 μ_4 表示，则

$$\mu_4 = \frac{105}{210} = 0.50$$

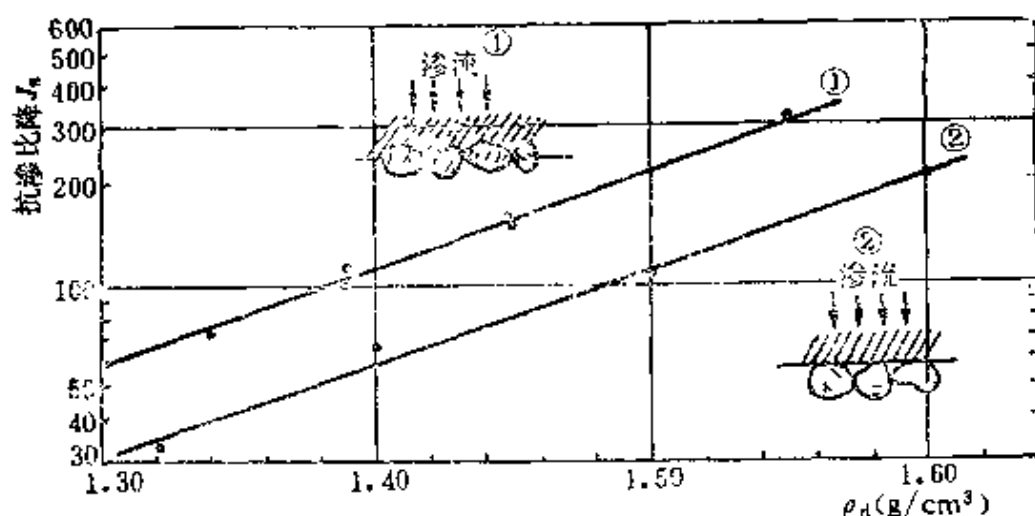


图 4-16 土与反滤层的接触条件对抗渗比降的影响

土料：寺院坡， $S_r=100\%$ ，渗流出口淹没，反滤料9.5~19.1mm

5. 试验时的水力比降与实际工程中水力比降的差别

室内试验的渗流是一维流，出逸比降等于平均水力比降，工程中的渗流是二维甚至三维渗流，因此最大出逸比降大于平均水力比降。渗流分析表明，最大出逸比降为平均水力比降的2.5~3.0倍^{[35][21]}。平均水力比降与出逸比降之比值用 μ_5 表示，则

$$\mu_5 = \frac{1}{2.5} \sim \frac{1}{3.0} = 0.3 \sim 0.4$$

二、决定允许抗渗比降的安全系数

(一) 抗渗比降的折减系数

由于试验条件与工程实际的差别而造成抗渗强度的降低用折减系数 η 表示。 η 为 μ_4 的倒数，分为以下几种情况来确定。

1) 上述五种最不利的条件在工程中同时出现时，则

$$\eta_1 = \frac{1}{\mu_1 \mu_2 \mu_3 \mu_4 \mu_5} = \frac{1}{0.76 \times 0.53 \times 0.69 \times 0.50 \times 0.3} = 24$$

2) 填土与反滤层呈紧密结合。目前的施工水平是反滤层与防渗体平起平上, 层面多呈紧密接触, 因此可以不考虑 μ_4 的影响, 即

$$\eta_2 = \frac{1}{\mu_1 \mu_2 \mu_3 \mu_5} = 12$$

3) 防渗体在湿于最优含水量的条件下填筑, 可不考虑饱和度的影响, 则

$$\eta_3 = \frac{1}{\mu_1 \mu_3 \mu_5} = \frac{1}{0.76 \times 0.69 \times 0.3} = 6.4$$

按照目前的施工水平, 除出逸比降一项外, 其它四种情况很难在工程中同时出现, 一般以 2、3 两种情况出现的机率较多, 故应取

$$\eta = 6.4 \sim 12.0$$

(二) 允许抗渗比降的安全系数的确定

如上所述, 安全系数包括上述折减系数及安全储备两个方面, 若取安全储备为 1.2~1.5, 则安全系数 k 为

$$k = (1.2 \sim 1.5) \eta$$

并可分为以下几种类型。

1) 填筑含水量在 $w_{op} \pm 3\%$ 的条件下

$$k = 14 \sim 18$$

式中 w_{op} ——最优含水量。

2) 填筑含水量在湿于最优含水量的条件下

$$k = 8.0 \sim 10$$

3) 若设计水力比降以出逸比降为标准, 湿于最优含水量下填筑

$$k = 2.5 \sim 3.5$$

式中大值用于一、二级建筑物, 小值用于三级及以下的建筑物。

三、试验结果已考虑裂缝时的安全系数

如果以裂缝土的试验结果确定粘性土的允许抗渗比降, 因各

种不利因素都已在试验中得到反映，因此，安全系数只包括安全储备一项，可采用较大的安全储备量，应为 $k=2.5\sim 3.5$ 。

如果通过试验或用式(4-10)计算确定了粘性土的抗渗比降，并选定了安全系数，则允许抗渗比降的大小自然已定。

在终结本章的讨论时必需重复强调的问题是，粘性土的抗渗强度与渗流的方向及渗流出口无保护临空面的大小有直接关系，如果渗流向上，出口无任何压重，在大的水压力作用下，它会以穿孔的形式破坏。在堤坝的下游，地基表层为弱透水的粘性土层时，这种情况经常可见。在这种条件下，粘性土的抗渗强度变得很小，在数值上稍大于浮容重。在渗流向下时，如果出口无保护临空面的面积较大，又位于水下，此时在很小的水力比降下，土体就会穿孔破坏。这些现象往往使人们误认为粘性土的抗渗比降很小。其实，这些现象真正反映的只是粘性土渗透破坏的性状，表明了粘性土用于水工建筑物时保护渗流出口的重要性，脱离了外界条件讨论粘性土的抗渗强度是无法得到正确的答案。因此研究粘性土的抗渗强度，不仅要考虑土的性质，同时要考虑渗流方向及渗流出口的保护情况。

另外，目前工程常用的允许水力比降是种经验数据，它只强调了工程设计及施工的水平，未考虑土的性质及外界条件，而且列入规程规范的数据，往往落后于工程设计及施工方面实际达到的水平。因此，不应以经验数值完全代替对粘性土抗渗强度的深入研究。只有将工程经验与科学研究紧密相结合，才能深入认识粘性土抗渗强度的内在因素，使设计和施工有长足的发展，从而真正达到设计经济，运行安全的最终目的。上述高土石坝防渗体的厚度反而减薄，其原因就是工程经验与科学研究紧密结合的结果。

第五章 设计反滤层的基本原理与方法

第一节 概 述

如第三、四章所述,土的渗透破坏机理是先从渗流出口开始,然后向深部发展,保护渗流出口不遭渗流破坏,是保证渗透稳定的主要途径。反滤层的作用在于滤土减压,其中能减压的原因是排水的作用,所以通常也称滤土排水。由于反滤层可以保护渗流出口,防止土颗粒的流失,同时渗流一旦进入反滤,渗透压力全部或大部消失,再无后顾之忧,因此反滤层成为防止土体渗透破坏的最有效的措施。J.L谢拉德1984年明确地指出,当前防止土石坝渗透破坏的首道防线应是反滤层^[36]。近年来土石坝的设计技术在许多方面有了新的发展,安全度提高,这与反滤层得到广泛而科学的运用有着密切关系^[36]。回顾历史过程,最初明确提出防止土的渗透破坏理论的是布莱(Bligh),指导思想是以防为主,即设法减小单位长度土体承受的水头,所以土体可允许的水力比降很小,例如,粘土的允许水力比降仅为0.55^{[37][38]}。自从1922年K.太沙基明确提出用反滤层防止土体渗透破坏的理论后,土体允许水力比降逐渐明显提高。我们知道,100m高度以上的土石坝是从60年代以后崛起的,目前最大坝高已达325m,将土石坝防渗体的平均水力比降按高度绘制后则得图4-13,由图可知,60年代以前,大多数土石坝心墙的平均水力比降小于2.5,60年代以后,坝的高度增加,防渗体反而减薄,50%以上的土石坝,平均水力比降却达3.0,最高达到5.0。而且统计资料表明,高于100m的土石坝,至今没有发现渗透破坏的实例。这一技术的发展,是与反滤层明确成为防止土体渗透破坏的最有效措施,并得到广泛的承认和应用是分不开的。

自然界中的土料类型繁多,如何合理地选择反滤层,既经济

又能保证建筑物的渗透稳定，这是多年来工程实践中经常提出的问题。为此，近半个世纪以来，国内外对反滤层设计准则展开了一系列的研究，到目前为止，仅在保护无粘性土反滤层的设计方法方面竟达三四十种之多^{[39][40]}。表5-1中仅仅列举了不同时期出现的具有一定代表性的几种设计方法。详细分析其各种方法可以看出，当反滤层和地基土均为均匀土时，各家方法所得结果基本相同，并可用同一计算式表达：

$$\frac{D}{d} \leq 4 \sim 10 \quad (5-1)$$

式中 D ——反滤料粒径；

d ——被保护料的粒径。

对于不均匀土，各家方法则出现明显的差别。进一步分析就可发现，产生差别的原因主要是由于各家方法选用不同的特征粒径所造成。各家在研究中要达到的共同目标，大多数都是在寻找既能代表均匀土，又能同时反映天然不均匀土特性的特征粒径。随着研究的深入，认识的深化，对特征粒径的涵意及取值范围更加明确。目前，大多数研究者认为， D 应是能反映反滤层孔隙大小的粒径。而且认为，决定孔隙大小的是土中的细颗粒而不是粗颗粒。 d 是土的控制粒径，控制了该部分粒径不被渗流所带走，从而就可以制约其它细的粒径，于是可以保证整个土体将是渗透稳定的。

式(5-1)表明，保护无粘性土反滤层的设计原则是保护土的颗粒不流失。对于用作土石坝防渗体的粘性土，除分散性土以外，在自然状态下细颗粒都以粒团的形式存在，若按加分散剂后测得的颗粒组成设计反滤层，则可以允许的反滤料粒径将会限制在很细的范围内，一方面造成寻找料源的困难，同时排水条件不好，往往需要增加排水体中反滤层的层数，其结果既提高了反滤层的造价，又增加了施工的难度。鉴于粘性土的渗透稳定特性不同于无粘性土，它不直接决定于原级颗粒的组成，而与它的稠度和水稳性有更直接的关系，因此反滤层的设计方法中将被保护土分为粘性土和无粘性土两种类型，并且各自建立自己的设计标准。

表 5-1

反滤层设计的几种主要方法

国 家	方 法 名 称	研 究 中 所 用 上 料 名 称		建 议 的 准 则 d —被保护土 D —反滤料	说 明
		被 保 护 土	反 滤 料		
(一) 无 粘 性 土					
英 美	大沙基法 (1922)			$D_{15}/d_{85} < 4$ $D_{15}/d_{15} \geq 4$	建立在经验与推理的基础上
	贝 契 姆 Bertram (1940)	粉、细砂	均匀的石英 砂和湿太华砂	$D_{15}/d_{85} \leq 6$ $D_{15}/d_{15} \leq 9$	论证太沙基准则的第一篇试验报告
	水道试验站 (VSACE-WES)	由细到粗的 均匀砂	河床天然砾 石	$D_{15}/d_{85} \leq 5$ $D_{85}/d_{85} \leq 25$ $D_{15}/d_{15} \leq 20$	除三条准则外同时还要求: ①反滤料的颗粒组成要与地基土相平行; ②反滤料要有好的级配
	卡波夫法 (Karpoft) 1955	人工混合的 各类土料 $C_u = 1.3 - 2.8$	人工的均匀 反滤料	①均匀料 $5 < \frac{D_{85}}{d_{15}} < 10$ ②不均匀料 $12 < \frac{D_{85}}{d_{15}} < 58$ $12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40$	同时要求: ①反滤料 $D_{max} < 76.3 \text{ mm}$, 小于 0.075 mm 粒径少于 5 %; ②反滤料与被保护土颗粒组成的细粒部分 应相互平行; ③地基土 $d_{max} < 5 \text{ mm}$

续表

国家	方法名称	研究中所用上料名称		建议的准则 d_1 —被保护土 D —反滤料	说 明
		被保护土	反滤料		
苏联	莫斯科—伏尔加运河工程局 1935			$D_{1.0}/d_{1.0} < 5$	反滤 $C_u < 5$
	技术标准与规范 1941			$D_1/d_1 = 7 \sim 8$	i 按土的类型确定, 变化于 $10 \sim 40$ 之间
	依斯托美娜 1950	$C_u < 10$ 的砂	均匀和较均匀的粗砂、砾及卵石	$\frac{D_{1.1}}{d_{1.1}} \leq f(C_u)$	C_u 为反滤料不均匀系数, 范围小于 20, $f(C_u) = 8 \sim 32 \text{ mm}$
	鲁巴契柯夫 1957	理想级配的土		$D_{p.1}/d_{p.1} < 3 \sim 10$	
中国	水利水电科学研究院	天然砂和砂砾石料 $C_u < 500$	天然砂和 $C_u < 60$ 的砂砾石料	$D_{1.0}/d_{1.0} \leq 5 \sim 7$	通过理论分析配合大量试验资料, d_s 决定土的渗透破坏性质

续表

国家	方法名称	研究中所用土料名称		建议的准则 d —被保护土 D —反滤料	说明
		被保护土	反滤料		
(二) 粘性土					
英 美	水道试验站	中到高塑性		$D_{1.5} = 0.4\text{mm}$	反滤料 $C_u \leq 20$
	1955	低塑性		按土的方法	
	谢拉德			$D_{1.5} \leq 9\mu$	$d_{50} < 0.074\text{mm}$ 的粉土和粘土
	1984[44]			$D_{1.5} \leq 0.7\text{mm}$	$d < 0.074\text{mm}$ 的颗粒含量占 40%~85% 的砂质粉土或粘土
苏 联	依斯托美娜	$I_p \geq 7$	$C_u \leq 20$	$D_{1.5} = f(C_u)$	$f(C_u) = 8 \sim 80\text{mm}$, $C_u \leq 20$
中 国	水利水电科学研究院	$I_p > 4$	$C_u < 40$ 的天然砂砾石料	$D_{1.5} = 0.5 \sim 2.0\text{mm}$	小值用于分散性土, 大值用于南方红粘土

由于土的渗透破坏特性还与渗流方向有直接关系，渗流方向不同，不但对反滤层要求的严格程度不同，而且反滤层层数的确定原则也不相同。因此反滤层又分为两种类型，渗流向下时的反滤层称为I型，渗流向上时称为II型，如图5-1所示。

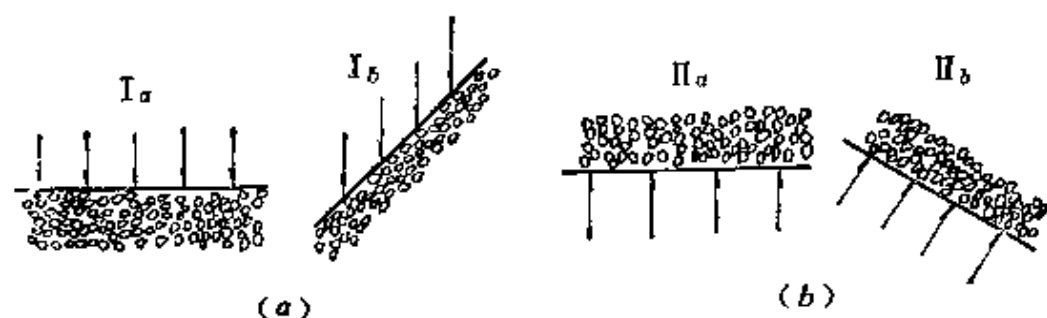


图 5-1 反滤层的类型
(a)I型;(b)II型

近一二十年来，在反滤层的设计方法方面无论理论和实践都有明显的发展，主要表现在以下几个方面。一是在确定无粘性土的控制粒径时考虑了土的渗透稳定特性。渗透稳定特性不同，能起控制作用的粒径不同，因而控制粒径出现的机率不再是某一常数，而是与渗透稳定特性有关的变数。第二是在反滤料的料源方面由初期要求的均匀反滤料扩大到不均匀的天然砂石料，即有级配的料。不均匀系数由初期要求的小于5变化到可以允许小于40以下的天然砂石料，从而显著地扩大了反滤料的料源，保证了反滤层在工程中的广泛使用。这一实践的发展，减少了反滤层的筛分任务，可以大幅度的降低工程造价，而且有利于加大反滤层的厚度，一方面有利于施工机械化，同时对日益发展的需要过渡料的薄心墙堆石坝，可以省去专门的过渡层。大坝在构造上的这一简化，可以减少施工难度，使反滤层的施工质量易于保证，从而也提高了大坝的安全度。第三方面是明确了粘性土反滤层设计的原则，对重大建筑物及薄心墙坝，要求以保证防渗体裂缝自愈来确定反滤层的颗粒组成。这对多年来担心的防渗体因裂缝渗透破坏的问题，有了新的防止措施。水利水电科学研究院在上述三个方面进行了大量的试验研究工作，一些研究成果已在工程实践中

应用，例如岳城及毛家村大坝地基的反滤层及刘家峡黄土副坝心墙的反滤层都是按上述原则设计的，柴河大坝心墙天然反滤层的安全校核也是采用的上述原则，均得到了实践的考验，本章将予重点介绍。

第二节 无粘性土反滤层的作用、基本原理和设计方法

一、反滤层的作用

反滤层的作用是滤土减压，防止土体渗透破坏。试验结果和工程实践表明，无论土的渗透破坏为何种形式，反滤层在保证渗透稳定方面都有显著的效果。用反滤层保护渗流出口以后，总的来说，土的渗透破坏形式都归于接触流失。但是土类不同，具体表现形式又有区别，原来属流土型和过渡型的土变为接触流土，管涌型的土变为接触管涌。无论何种类型的土，反滤层的层间关系只要满足要求，被保护土的破坏水力比降均有明显提高。反滤层的减压作用，主要决定于反滤层与被保护土之间渗透系数的差值，二者差别愈大，降压效果愈明显。下面举以实例来说明：

（一）级配连续型土

以土2为例，说明反滤层的作用。颗粒组成绘于图5-2， $C_u = 54$ 。当 $\rho_s = 2.02 \text{ g/cm}^3$ 时，计算结果 $D_{85} = 0.27 \text{ mm}$ ，相当于 $D_{85} = d_{85} > d_{85}$ ，根据第三章的判别准则，土2应为管涌土。

1. 反滤无作用

以反11进行试验，由于反滤过粗，当土2中的 $J = 0.29$ 时就产生了接触管涌，土中已有细颗粒进入反滤层，同时渗流量增大。当 $J = 0.47$ 时，由于更多的细颗粒进入反滤层，使反滤受到淤填，渗透系数减小，因而开始出现水头损失。当土中的 $J = 3.3$ 时，由于细颗粒大量流失的结果，土本身的渗透系数加大，致使土2中承受的水头开始减小。而反11由于淤填作用，渗透系数减小，排水性能变弱，因而承受的水头不断增加，并达 $J = 0.15$ ，随后停止试验。图5-3是 $J-v$ 关系曲线。从 v 的变化可知，土2的

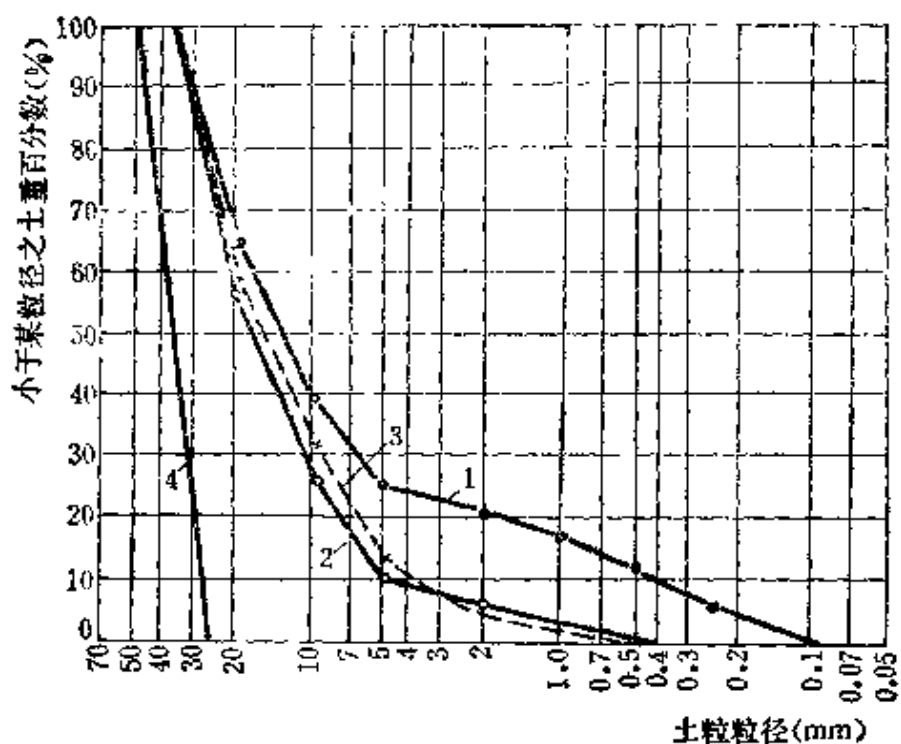


图 5-2 土 2、反 11 反滤试验前后的颗粒组成曲线
1—土 2 原级配；2—试验后上层；3—试验后下层；4—反 11

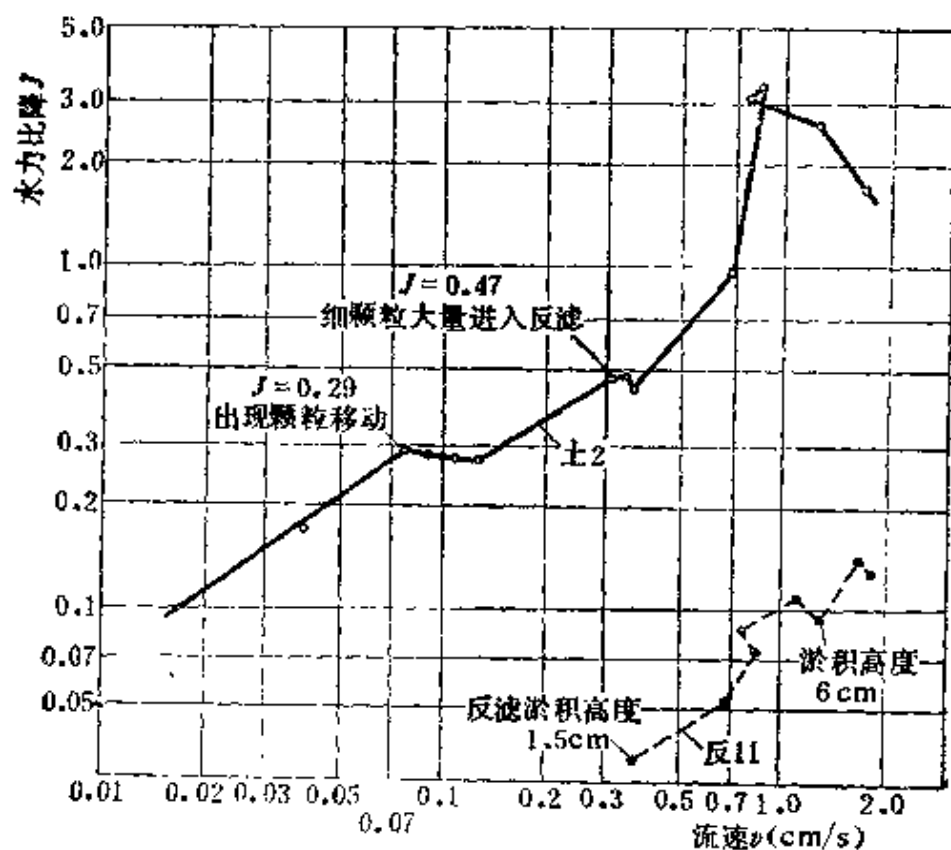


图 5-3 土 2、反 11 反滤试验 $J-v$ 曲线

渗透系数比原始增大了6倍以上。对土2进行试验后的颗粒分析,细颗粒带出量达15%。试验后的颗粒分析曲线一并绘于图5-2。由此表明土2遭到了破坏,反11未能起到反滤的作用。

2. 反滤起作用

如果将反滤层放细,改为反4,试验最大水力比降达3.5,试验结束后重新对土2进行颗粒分析试验,实测结果,表层细颗粒的流失量为3.7%,中下层仅0.9%,属于误差范围。试验后的颗粒组成曲线绘于图5-4, $J-v$ 关系曲线绘于图5-5。试验结果表明,土2用反4保护后抗渗比降提高了10倍以上,效果显著。

(二) 级配不连续型土

以土14为例阐明反滤层的作用,其颗粒组成曲线绘于图5-6。图中表明,土14为典型的级配不连续型,细料含量仅占20%,渗透破坏为管涌型,抗渗比降 $J_n = 0.1 \sim 0.2$ 。以反25作为反滤层,试验的水力比降达3.2后结束试验,并重新对土14进行颗粒分析,结果表明,细颗粒带出量 $< 1\%$,反滤层起到了防止渗透破坏的

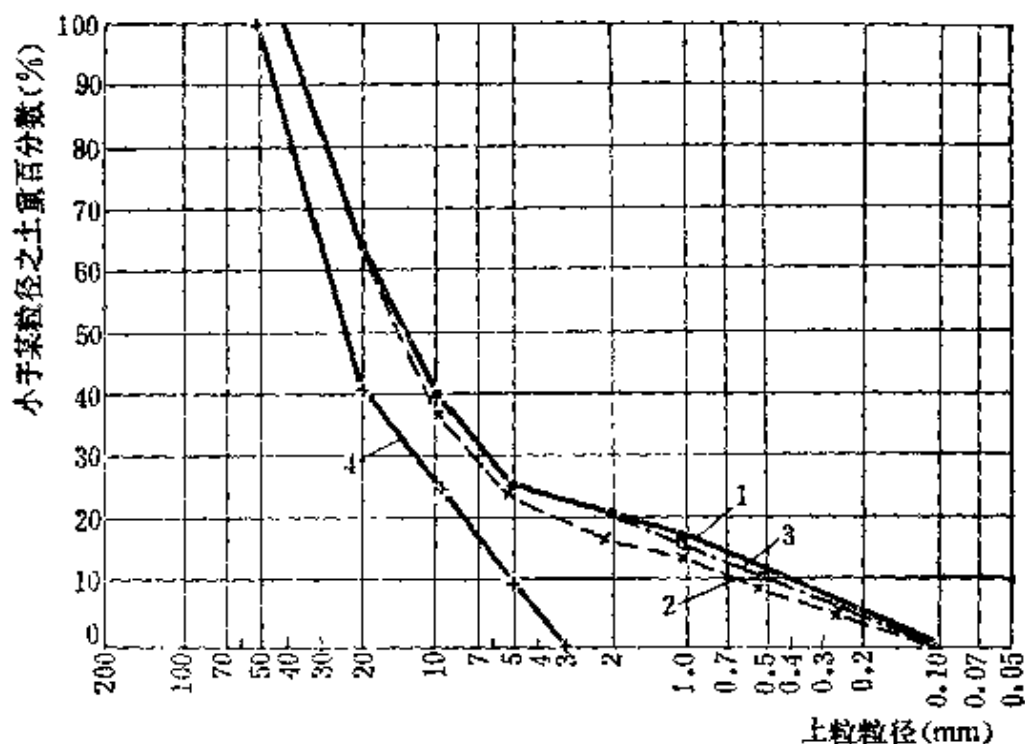


图 5-4 土2、反4试验前后颗粒组成曲线
1—土2原级配; 2—试验后表层; 3—试验后下层; 4—反4

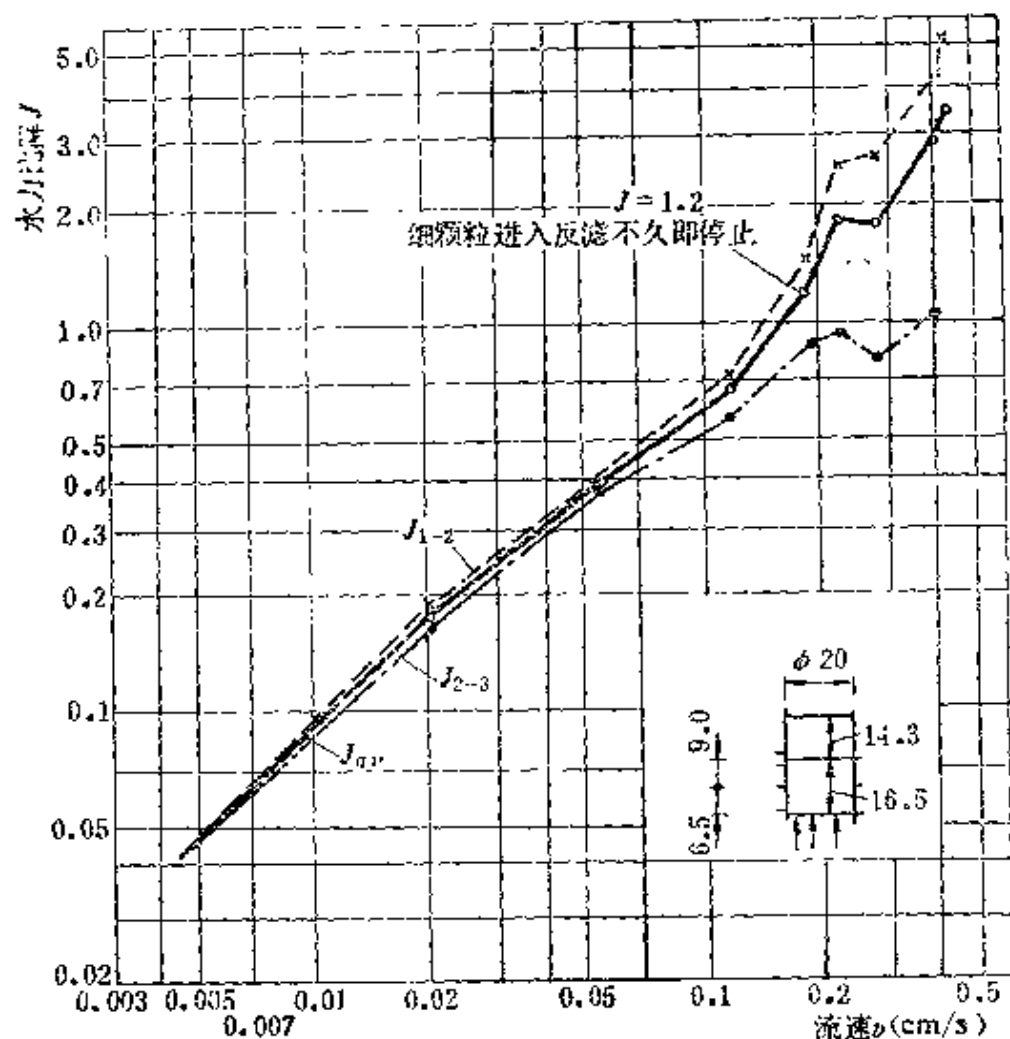


图 5-5 土 2 与反 4 反滤试验 $J-v$ 曲线

作用，使土 14 承受水力比降的能力提高了 20 倍以上，充分体现了反滤层的保护作用。图 5-7 为 $J-v$ 关系曲线。图中同时表明，由于两种土料的 d_{50} 相差不大，当地基中的水力比降较大时反滤层也承担了一部分水头损失。

二、反滤层的基本原理

反滤层的滤土和减压作用，也是建立基本原理的两条准绳，只有同时满足这两条后才能充分发挥防止渗透破坏的作用。

（一）滤土的基本原理

滤土是反滤层的首要要求，尽管目前选择反滤层的方法较多，为保证滤土的作用，大都遵循以下基本原理，即不允许被保护土的颗粒穿过反滤孔隙。为此，应满足下式：

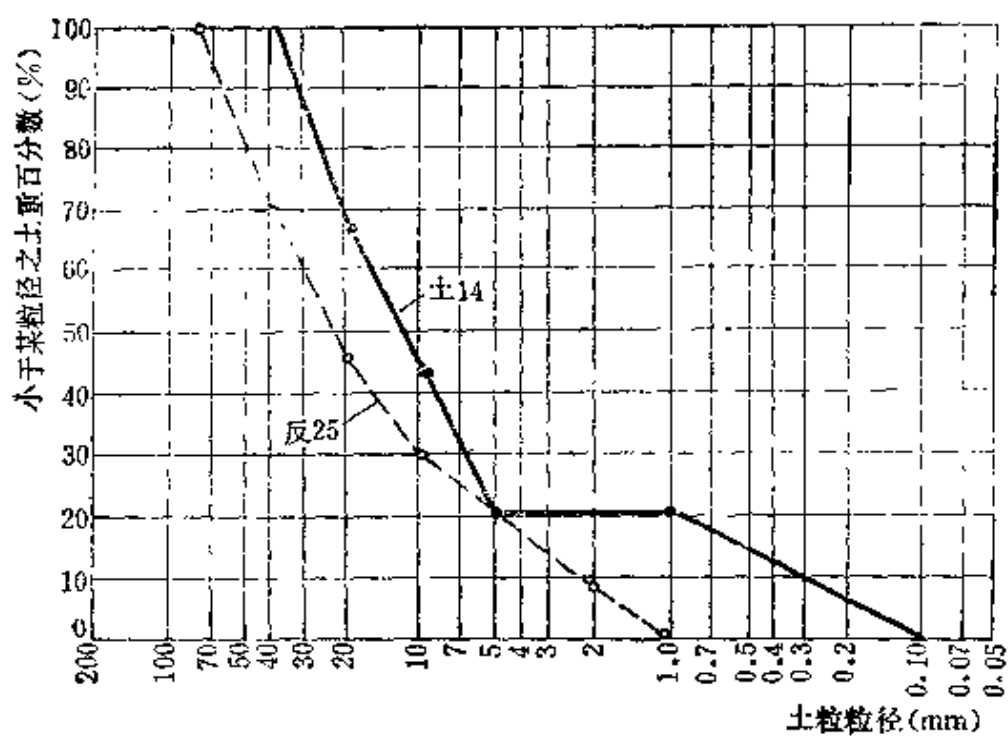


图 5-6 土14、反25的颗粒组成

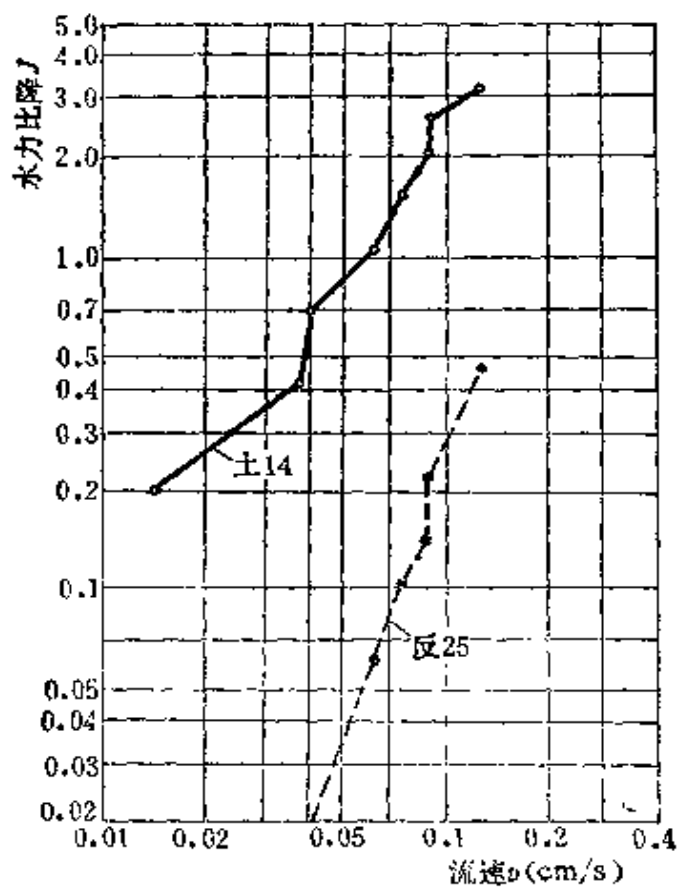


图 5-7 土14、反25反滤试验 $J-v$ 曲线

$$\frac{D_0}{d_k} \leq \alpha_1 \quad (5-2)$$

式中 D_0 ——反滤料的孔隙平均直径；

d_k ——与被保护土的渗透稳定性有直接关系的特征粒径，只要控制住大于 d_k 的粒径不被渗流带走，整个土体将是渗透稳定的，所以称为控制粒径。它不单纯代表某一粒径，而是代表某一粒径群。 k 表示小于该粒径的土重在总土中所占的百分数，可以视为出现的概率；

α_1 ——成拱系数。

α_1 值决定于在渗流作用下土颗粒进入反滤层孔隙时的条件，如果是以单个颗粒的形式进入反滤的孔隙，则无成拱问题，此时 $\alpha_1 = 1$ 。如果在大的水力比降作用下有几个颗粒要同时进入反滤孔隙，若进入的颗粒数为2~3个，而且粒径之和等于反滤的孔隙直径时，其结果可以相互被挟挤在反滤层的孔隙中，并能阻止其它颗粒继续进入反滤层，这种现象称为成拱效应。同时进入反滤的颗粒数量多于3个时，不易相互挟挤在反滤层的孔隙中形成拱架，所以一般取 $\alpha_1 \leq 3$ 。

由第一章可知，反滤层的孔隙平均直径与等效粒径 d_e 呈以下关系：

$$D_0 = A d_e$$

关于 d_e 的取值问题，在第一章中已经作了详细论述。根据第一章的论述，反滤层的孔隙平均直径可按式(1-23)

$$D_0 = 0.63n D_{20}$$

确定，并取 $n = 0.4$ ，则

$$D_0 = 0.25 D_{20} \quad (5-3)$$

取 $\alpha_1 = 1 \sim 3$ ，并将式(5-3)代入式(5-2)，则得

$$\frac{D_{20}}{d_k} \leq 4 \sim 12 \quad (5-4)$$

这就是反滤层对天然不均匀无粘性土能起滤土作用的层间关系的表达式。式中4~12有时也称层间系数，4表示以单个颗粒进入反

滤层的情况，亦即被保护土属于管涌型时的情况，12适用于渗透破坏属过渡型和流土型的土。

(二) 减压的基本原理

要使渗流进入反滤层后压力水头接近于零，反滤层的渗透系数一定要明显的大于被保护土。由双层介质的渗流计算理论可知，当渗流方向如图5-1的形式时，两层土对渗流水力比降的分配结果与它们的渗透系数呈以下关系：

$$\frac{J_1}{J_2} = \frac{K_2}{K_1} \quad (5-5)$$

式中 K_1 、 J_1 ——反滤层的渗透系数和承受的水力比降；

K_2 、 J_2 ——被保护土的渗透系数和承受的水力比降。

式(5-5)表明，两层土中水力比降的分配与渗透系数呈反比的关系。代入表示渗透系数 K 与等效粒径的关系式(1-26)，则式(5-5)可近似地表示为

$$\frac{J_2}{J_1} = \frac{D_{20}^2}{d_{20}^2} = \left(\frac{D_{20}}{d_{20}} \right)^2$$

若取 $D_{20}/d_{20} = 2 \sim 4$ ，则 $J_2/J_1 = 4 \sim 16$ ，即反滤层中可能出现的水力比降为：

$$J_1 = \frac{1}{4} J_2 \sim \frac{1}{16} J_2$$

上式表明，选用的反滤层若能满足

$$\frac{D_{20}}{d_{20}} = 2 \sim 4$$

的要求，则渗流由地基中进入反滤层后剩余渗透压力仅仅是地基渗透压力的0.25~0.06倍，甚至完全消失。这说明此时反滤层起到了排水减压的作用。

三、渗流向上时(Ⅱ型)反滤层的设计方法

渗流向上的情况下，由于重力与渗透力呈相反的方向，除均匀土外，三个颗粒并排被渗流带走的可能性较小，而以两个颗粒并排带走的可能性还是常见的，再考虑一定的安全量，则反滤层滤土的一般设计式(5-4)就可具体为

$$\xi = \frac{D_{20}}{d_s} \leq 5 \sim 7 \quad (5-6)$$

以及排水条件 $\frac{D_{20}}{d_{20}} \geq 2 \sim 4 \quad (5-7)$

四、渗流向下时 (I型) 反滤层的设计方法

试验资料表明, 对于级配连续的土, 在反滤层的铺设过程中, 由于自重的作用, 三个颗粒同时进入反滤孔隙, 其形成拱架的条件是比较充足的。因此, 反滤层的等效粒径要大于渗流向上的情况。据试验结果, 级配连续土I型反滤的层间系数, 考虑式 (5-4) 所表示的一般原则, 并增加一定的安全系数后, 就可用以下关系式表示。

$$\xi = \frac{D_{20}}{d_s} \leq 10 \quad (5-8)$$

式 (5-8) 表明, 渗流向下时反滤层的层间系数要大于渗流向上的情况, 因而反滤料可允许的极限粒径要粗于渗流向上的情况。

五、几种常用方法的适用性之比较

表5-1所列常见的几种方法, 其共同之点是, 用于设计坝基砂砾石的反滤层时, 其结果可以直接采用河床砾卵石。但是试验结果及工程实例表明, 按方法中的极限值来设计的反滤层粒径太粗, 根本起不到滤土作用。但从一些工程设计文件来看, 许多工程都表明是以传统方法作为设计标准, 似乎表明现有方法都可使用, 若仔细分析实际用料情况, 就可看出, 设计中实际采用的层间系数值比所用方法中规定的极限值小很多, 至少差5倍之多, 说明并未敢采用方法中规定的最大值。所以, 严格而言, 对不均匀土没有一个工程的反滤层是直接以传统方法为标准设计的。因此, 无法证明传统方法对砂砾石地基的适用性, 只有通过一些试验资料来阐明。图5-8中绘有试验所用的被保护土的颗粒组成曲线, 包括了级配连续和不连续两种类型, $C_u = 3.5 \sim 54$ 范围之间, 基本上能反映工程实践中经常遇到的各类土。

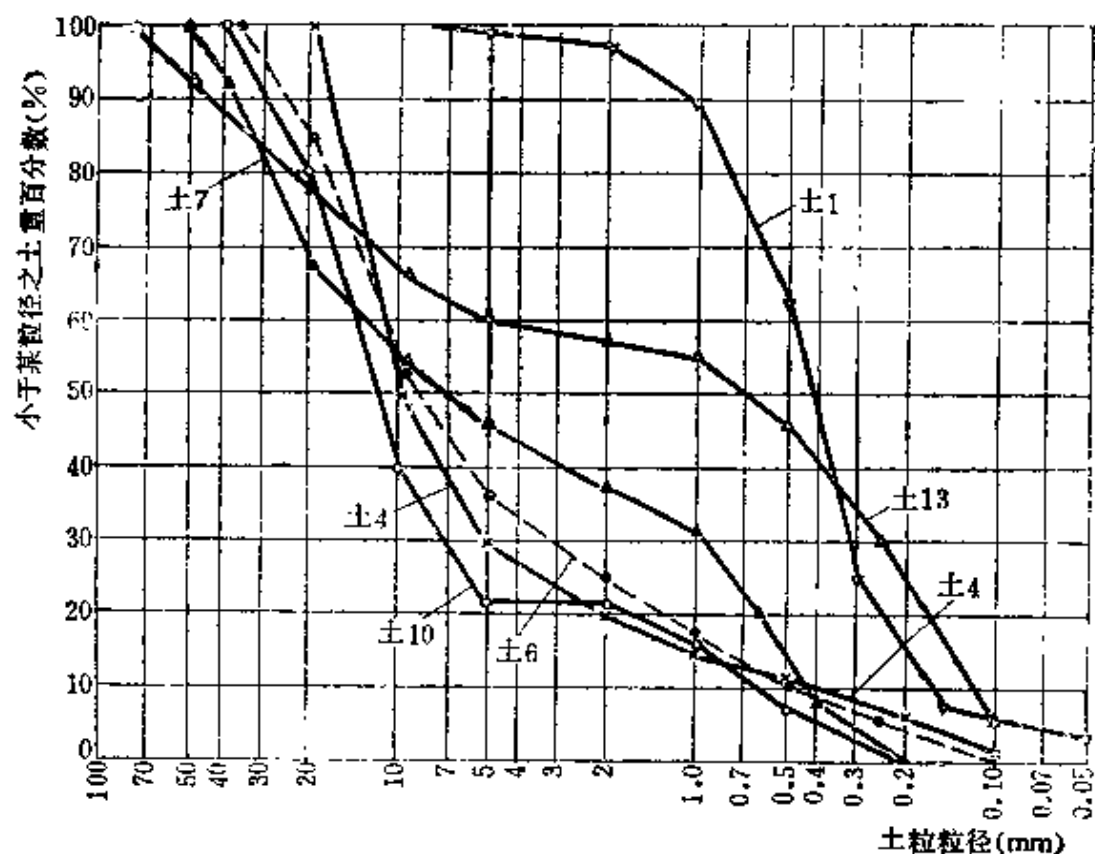


图 5-8 反滤试验被保护土的颗粒组成曲线

(一) 级配连续型的土

1. 过渡型

以图5-8中的土6为例进行比较。土6 $C_u = 29$ ，进行反滤试验时 $\rho_s = 2.0 \text{ g/cm}^3$ ，计算结果， $D_o = 0.19 \text{ mm}$ ，相当于 $D_o = d_{10}$ ，所以渗透稳定特性为过渡型。渗透稳定试验结果， $J_s = 0.30$ 。以反11作反滤保护后，进行渗流向上的试验，试验水力比降达6.0仍无破坏现象。将反滤改用为反10，进行同样的试验，当 $J = 1.4$ 时土6开始接触管涌， $J = 4.2$ 时，细颗粒连续不断的进入反滤层，表层细颗粒带出量达4.5%，下层达3.2%，土样遭到渗透破坏。图5-9除表明了反11和反10的颗粒组成外，同时绘有土6以反10为反滤时试验前后的颗粒组成曲线。图5-10为 $J-v$ 关系曲线， $J = 4.2$ 时水力比降不增加而渗流量却不断增加，表明土样遭到了渗透破坏。若按传统的设计方法进行计算，则反10仍能满足反滤要求，显然说明传统方法是不适用于这类土。计算结果列于表

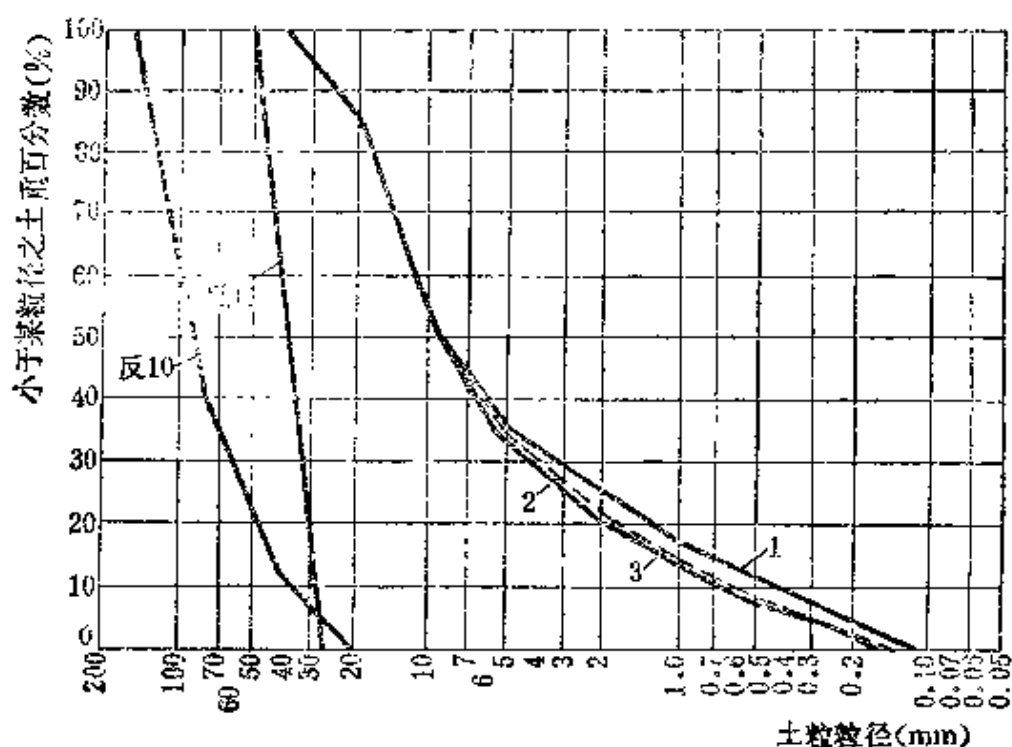


图 5-9 土 6 反滤试验前后的颗粒组成
反滤料：反10，1—原级配；2—试验后中层；3—试验后下层

5-2。

2. 管涌型

在上述反滤层的作用一节中已经阐明，土 2 是管涌土，并以反11作为反滤进行渗流向上的试验结果， $J=3.3$ 时土体遭到完全破坏。但从表5-2可知，用传统设计方法计算的结果，均可以满足要求，这表明，传统的各家方法同样不适用于管涌型土。

(二) 级配不连续型土

以图5-8中曲线土13为例分析现有方法对这类土的适用性。土13的 $C_u=41.6$ ，细料含量57%，渗透破坏形式为流土。用反24保护后进行渗流向上的试验，当 $J \leq 2.1$ 以前， $J-v$ 关系曲线一直以 45° 的方向呈直线上升，当 $J=3.1$ 时土13立即接触流失，反24掉入了土13，渗流量骤增。图5-11为反滤试验 $J \sim v$ 关系曲线。但由表5-2可知，用各家方法计算结果，反滤层的级配均在允许的层间系数之内，表明了各家方法也不适用于这种土。

表5-2中列出了用几种传统的方法对各种类型的土料设计

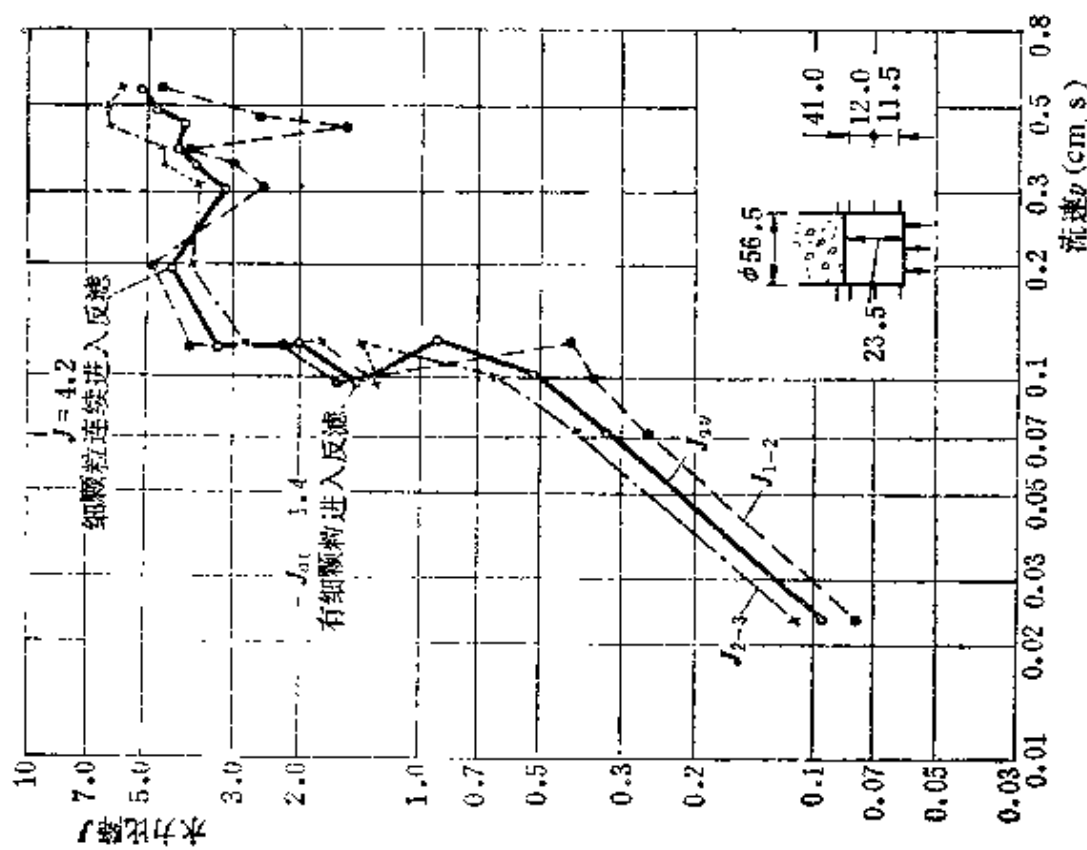


图 5-10 ±6、反10反滤试验 $J-v$ 曲线
点6, $\rho_d=2.06\text{g/cm}^3$; 反10, $\rho_d=1.77\text{g/cm}^3$

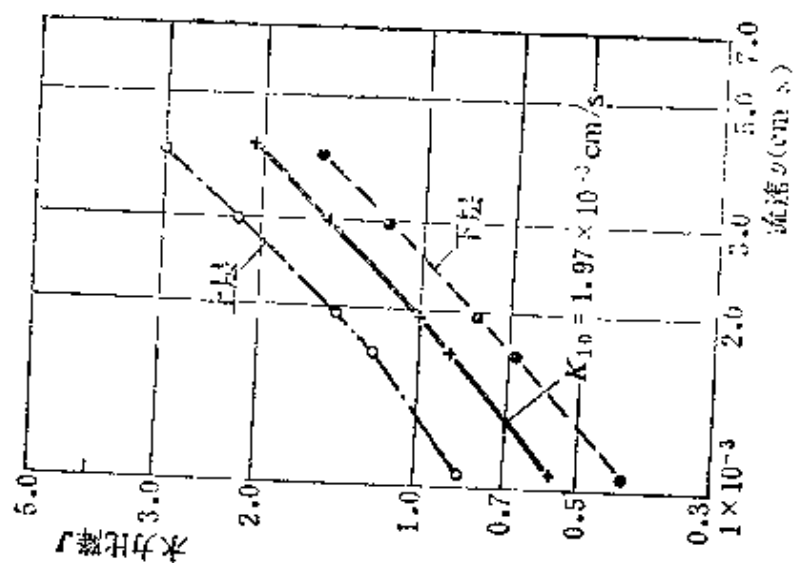


图 5-11 ±13、反24反滤试验 $J-v$ 曲线
点13, $\rho_d=3.1$

表 5-2

几种传统方法与

序 号	土样编号		特 征 粒 径*						不 均 匀 系 数 C_u	被 保 护 土 的 类 型	①		
			(mm)								太沙基法		
	被保护土	反滤料	d_{15}	d_{30}	d_{45}	d_{60}	d_{85}	d_{100}			D_{15}/d_{15}	规定 值	试验 值
1	± 1			0.23	0.41	0.49	0.89	0.62	3.5	均 匀	≤ 4	7.5	
		反15	6.3	6.7	10	11			1.8				
2	± 2			1.7	14	20	32	0.75	54	连 续 级 配	≤ 4	0.84	
		反11	27	29	36	39			1.4				
3	± 4			2.0	9.5	11	18	1.0	29		≤ 4	1.1	
		反 6	21	22	28	30			1.5				
4	± 7			0.63	6.7	13	32	1.5	27		≤ 4	0.88	
		反11	28	29	36				1.4				
5	± 6			1.2	8.7	11	19	4.8	29		≤ 4	2.2	
		反10	42	46	84	93			2.7				
6	± 10		0.75	1.5	11	14	2.0	0.75	23	不 连 续 级 配	≤ 4	3.7	
		反21	7.4	8.3	12	13			2.0				
7	± 13			0.17	0.69	5.0	37	0.41	42		≤ 4	0.46	
		反24	17	19	39	46			3.3				

试验资料的比较

层间系数的规定值和试验值								试验最大 水力比降		说 明
②				③		④				
美国工程兵团水道试验站法				伊斯托美娜法		本章建议方法		水力比降	破坏形式	
$D_{1,1}/d_{1,1}$		$D_{1,2}/d_{1,2}$		$D_{1,1}/d_{1,1}$		$D_{1,2}/d_{1,2}$				
规定值	试验值	规定值	试验值	规定值	试验值	规定值	试验值			
≤ 5	7.5	≤ 25	24	≤ 8	24	≤ 7	11	8.8	安全	各法均可用
≤ 5	0.84	≤ 25	2.6	≤ 8	2.6	≤ 5	39	3.3	管涌	除④法 外其它方 法均不安 全
≤ 5	1.1	≤ 25	2.9	≤ 8	2.9	≤ 5	22	9.4	管涌	
≤ 5	0.88	≤ 25	5.4	≤ 8	5.4	≤ 7	19	7.9	流土	
≤ 5	2.2	≤ 25	9.7	≤ 10	9.7	≤ 7	9.6	5.5	管涌	
≤ 5	3.7	≤ 25	1.1	≤ 8	1.1	≤ 5	11	0.77	管涌	
≤ 5	0.46	≤ 25	57	≤ 10	57	≤ 7	47	2.6	流土	

的反滤层与渗流方向向上时实际试验结果的比较情况, 共同说明了以下几个问题。

(1) 被保护土的 $C_u \leq 5$ 时对II型反滤, 各种传统方法都是适用的, 太沙基法优于其它方法, 反滤层可允许的用料范围比其它方法大, 而且是安全的。

(2) 被保护土的 $C_u > 5$ 时除水利水电科学研究院的方法外, 各种传统方法所选反滤料都是不安全的, 试验结果都遭渗透破坏, 而计算结果却在允许范围之内, 并且试样的层间系数远小于允许值。如土4, $C_u = 29$, 以反6为反滤层, 按太法计算结果 $\xi = 1.1 \ll 4$, 但试验结果土4中的细颗粒大量跑入反滤层, 起不到反滤作用。

(3) 水道试验站法实质上是对太法增加了一个约束条件^[41], 目的企图使太法能适用于不均匀土, 实际上并未达到其目的。表5-2表明, 水道试验站法同样不适合于 C_u 大的土。谢拉德在80年代进一步研究了太法的适用范围, 最后指出, 水道试验站给太法增加的约束条件是没有实际意义的^[42]。

(4) 表5-1中的卡法也就是美国垦务局采用的准则^[43], 与其它方法比较, 它是几种方法中最差的一种方法, 在文献[43]中同样指明了该法的不足之处, 故在表5-2中未作专门的比较。

分析反滤层的各种传统设计方法可知, 各种方法不适合于不均匀土的主要原因, 它们之间的共同问题是无论被保护土为何种类型的土, 控制粒径出现的概率均取某一固定值, 如太法为 d_{85} , 水道试验站等为 d_{80} 。由第三章中所述土的渗透稳定特性可知, 不论均匀土和不均匀土, 以及不均匀土中级配连续和不连续的土, 都有各自不同的渗透破坏特性。渗透破坏特性不同, 起控制作用的粒径出现的概率也就不会相同, 具有固定概率的控制粒径只对某一类土起控制作用, 不能适用于所有的土。这就是已有传统方法只适用于比较均匀的土, 而不适用于天然不均匀土的根本原因。

第三节 无粘性被保护土的控制粒径

控制粒径是控制土体渗透破坏的粒径，土的渗透破坏性质又决定于土的颗粒组成的类型，因而可以断定，后者也是决定控制粒径的重要因素。分别作以下论述。

一、决定控制粒径的因素

按颗粒组成曲线的类型分为级配连续和不连续两种情况。

(一) 决定级配连续土控制粒径 d_k 的因素

1. C_u 与 d_k 的关系

C_u 表示土体中粗细颗粒粒径的比例关系，在一定程度上反映了粗细颗粒间的相互制约程度。 C_u 小，相互制约的能力强，因而 d_k 出现的概率大。反之， d_k 出现的概率则小。以土1和土7为例，由图5-8可知，二者均为级配连续型土，破坏形式同为流土型。反滤试验结果说明，土1 d_k 出现的概率远大于土7。用式(5-7)反算后，土1的 $d_k > d_{35}$ ，而土7的 $d_k < d_{40}$ 。试验结果列于表5-3。分析两种土料的特征，它们之间的差别主要是颗粒组成的不均匀性，土1是均匀土， $C_u = 3.5$ ，其中的大颗粒就可以完全起控制作用。而土7为不均匀土， $C_u = 27.3$ ，颗粒之间相互制约的能力减弱。这一结果表明， C_u 不同的土， d_k 出现的概率不同， C_u 愈大 d_k 出现的概率愈小。

2. 土的渗透破坏特性与 d_k 的关系

如第三章所述， C_u 并不能完全反映无粘性土的渗透稳定特性，因此， C_u 值相同的土，控制粒径并不都是相同的。如图5-8中土4和土6均为级配连续的土，而且具有相同的不均匀系数， $C_u = 29$ 。土4以反6进行反滤试验，细颗粒带出量在上下层均为7%，表明反滤层不合要求，按式(5-7)反算结果 $d_k < d_{20}$ ，而土6以反11为反滤的试验结果，在 $J = 6.0$ 的条件下无渗透破坏现象。反计算的结果 $d_k = d_{30}$ ，出现的概率明显大于土4。看来不均匀系数相同的土， d_k 出现的概率也并不都是相同的。产生这一差别的

表 5 3

几种类型土料反滤料试验结果及控制粒径 d_s

土样编号	被保护土的特性				试验最大水力比降		最大水力比降下被保护土带出量(%)		反滤料的特征粒径(mm)		按式(5-7)计算 d_s	被保护土类型
	反滤料	C_u	p (%)	D_s mm	被保护土 百分数	反滤料	表层	下层	D_{15}	D_{85}	mm	
1	15	3.5		0.057	<5	0.0	0.0	0.0	6.7	1.5	1.1	d_{15}^*
7	11	27.3		0.10	0	0.0	25.0	29.0	29	7.3	4.9	d_{15}
2	4	54		0.27	7	0.15	3.7	0.9	7.6	1.4	0.96	d_{15}^*
	11			0.27	7	0.15	15	16	29	7.7	5.1	d_{15}
4	6	29		0.33	9	0.0	7.0	7.0	22	5.5	3.7	d_{15}
	7			0.33	9	0.15	4.0	2.0	6.8	1.5	1.1	d_{15}^*
6	10	29		0.19	5	0.0	4.5	3.2	46	10	7.7	d_{15}
	11			0.19	5	0.0	0.0	0.0	29	7.3	4.8	d_{15}^*
10	21	23.8	22	0.31	3	0.17	5.5	7.5	8.3	1.9	1.2	d_{15}
13	23	41.0	57	0.035	<0	0.0	0.0	0.0	9.5	1.8	1.2	d_{65}^*
	24			0.023	<0	0.0	接触流土		19.1	3.9	2.6	d_{15}
14	25	56	20	0.13	3	0.46	1.0	0.0	5.0	0.72	0.47	d_{15}^*

* 表示反滤层满足要求。

主要原因是它们的渗透破坏形式不尽相同,土4的 $D_0 > d_s$,属管涌型,而土6的 $D_0 = d_s$,属过渡型。由此可见,确定不均匀无粘性土的控制粒径时还应考虑渗透破坏形式,管涌型土控制粒径出现的概率小于非管涌型的土。

(二) 决定级配不连续型土控制粒径 d_k 的因素

表5-3中同时列有土10和土13两种土样的试验结果。图5-8表明,两种土料均属级配不连续型土。反滤试验资料说明,虽然土13的 $C_u = 41.6$,大于土10的 $C_u = 23.8$,但土13的细料含量 $p = 57\%$,渗透破坏形式为流土, $d_k = d_{55}$,而土10的 $p = 22\%$,渗透破坏形式为管涌, $d_k = d_{15}$ 。由此说明,细料含量同样是决定级配不连续土控制粒径的主要因素。

由第三章所述的无粘性土渗透破坏特性可知,级配连续的不均匀土的渗透破坏形式主要决定于它的孔隙平均直径 D_0 与细粒粒径之间的关系,对于级配不连续的土,渗透破坏形式主要决定于细料含量 p 。再与上述反滤试验结果相比较,并结合表5-3所列的试验资料可以得知,决定无粘性土控制粒径的因素和决定渗透破坏形式的因素是相同的。这表明无粘性土的控制粒径主要决定于土所表现的渗透稳定性质。过去不考虑土的渗透稳定特性,将控制粒径统统采用同一概率的方法是不符合无粘性土的实际性状的。

二、各类土控制粒径的试验分析和确定

上述分析表明,抗渗强度高的土, d_k 出现的概率 k 大于抗渗强度低的土,其中以管涌土的 K 值最小,即需要控制的粒径最小。非管涌土又分为级配连续和不连续两种情况,级配连续的土,不均匀系数愈大,其控制粒径出现的概率愈小,级配不连续的土,随细料含量的减少而控制粒径相应减小。因此在确定无粘性土的控制粒径时同样应将土分为两大类,四种情况,即

(1) 级配连续的土 包括 $D_0 \leq d_s$ 的非管涌土和 $D_0 > d_s$ 的管涌土。

(2) 级配不连续的土 包括 $p > 25\%$ 的非管涌土和 $p \leq$

25%的管涌土。

(一) 级配连续型土控制粒径的理论分析

1. $D_0 \leq d_0$ 的非管涌型土

最早提出控制粒径概念的是哈增, 并认为在颗粒组成曲线上出现的概率是0.6, 以后太沙基认为应修正为0.7^[12]。大量的试验资料表明, 对于 $C_u \leq 5$ 的土, 由于粒径组的级数不多, 组成比较均匀, 各个粒径之间都有相互制约作用, 只要阻止30%的粗颗粒不移动, 则整个土体将受到制约, 渗透稳定得以保证。另从图2-6可知, 当粗料含量小于30%时, 粗料对混合料渗透系数的影响明显降低。这一特征表明, 采用 $d_k = d_{70}$ 更具有明显的物理意义。

上述试验资料表明, 对于 $D_0 \leq d_0$ 的土, d_k 出现的概率随土的不均匀系数的增大而减小。从这一概念出发, 我们选用这样一种土, 假定最大粒径为 d_0 , $C_u = 5$, 并选用 $d_k = d_{70} = A$, 以此种土为母体向里掺入粗颗粒, 就可得出一种新的混合料。在新的混合料中如果掺入的粗料粒径组的组数愈多, 则土愈粗, C_u 值也愈大。用这种方法可以得到级配连续土具有不同 C_u 值的各种土料。假定各种混合料的控制粒径仍然是 $C_u = 5$ 的细料的控制粒径, 那么, 这一控制粒径在新的混合料中出现的概率将表现出随不均匀系数的增大而减小的规律。这一变化规律也就是不均匀土中控制粒径的变化规律。

例如, 在 $C_u = 5$ 的土中第一次掺入的粗粒粒径为 d_1 , 掺入量为 $x\%$, 于是 $C_u = 5$ 的土在新混合料中的概率变为 $(1-x)$, 控制粒径出现的概率相应地变为

$$p(A)_1 = (1-x)p(A) \quad (5-9)$$

同样继续掺入第二级粗颗粒 (大于第一级), 粒径为 d_2 , 掺入量仍是 $x\%$, 就可得到第二种新的混合料, 这时混合料控制粒径 A 出现的概率又变为

$$p(A)_2 = (1-x)(1-x)p(A) \quad (5-10)$$

依次可以得出控制粒径 A 在各种混合料中出现的概率为:

$$p(A)_i = (1-x)^i p(A) \quad (5-11)$$

与上述土料相对应的不均匀系数的变化规律为

$$C_{u,i} = C_{u,0} b^i \quad (5-12)$$

式中 i ——增加的新粒径组的组数;

$C_{u,0}$ ——母体的不均匀系数;

b —— C_u 的增长率, 随最大粒径增加的比例而定。

若考虑掺入的粗粒粒径以习惯的公比为 2 的原则增大, 掺入量多为 $x = 15\% \sim 20\%$ 的情况, 实际采用 $x = 20\%$, $C_{u,0} = 5$, 则得 $b = 1.6$ 。再考虑 $p(A) = 0.7$, 于是式 (5-11), 式 (5-12) 可进一步写为

$$p(A)_i = 0.7 \times 0.8^i \quad (5-13)$$

$$i = 4.9 \lg C_u - 3.42 \quad (5-14)$$

式 (5-13) 是 $C_u = 5$ 的土料的控制粒径在新的混合料中出现的概率, 也就是不均匀土 d_k 中 k 出现的概率。将式 (5-13) 按 $d_k = f(C_u)$ 的关系绘成曲线, 则得图 5-12 中的曲线。

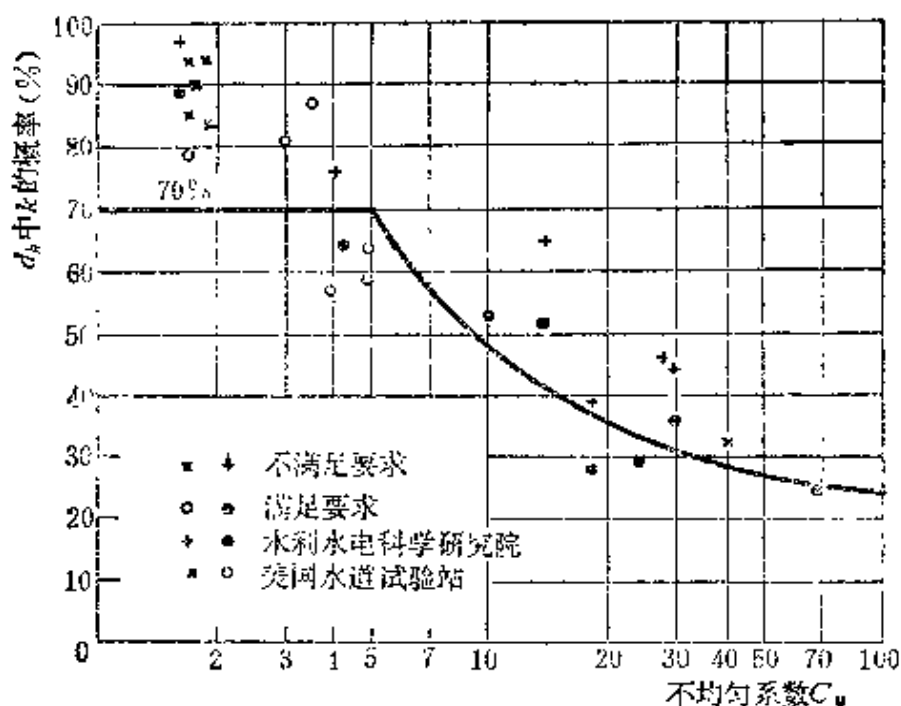


图 5-12 连续级配土 $D_0 \leq d_k$ 时 d_k 中 k 的概率
曲线为理论分析值

图5-13是上述连续级配土控制粒径理论分析结果的图解法，图中表明了确定连续级配土控制等效粒径理论方法的几何概念。计算和图解具有相同的结果。

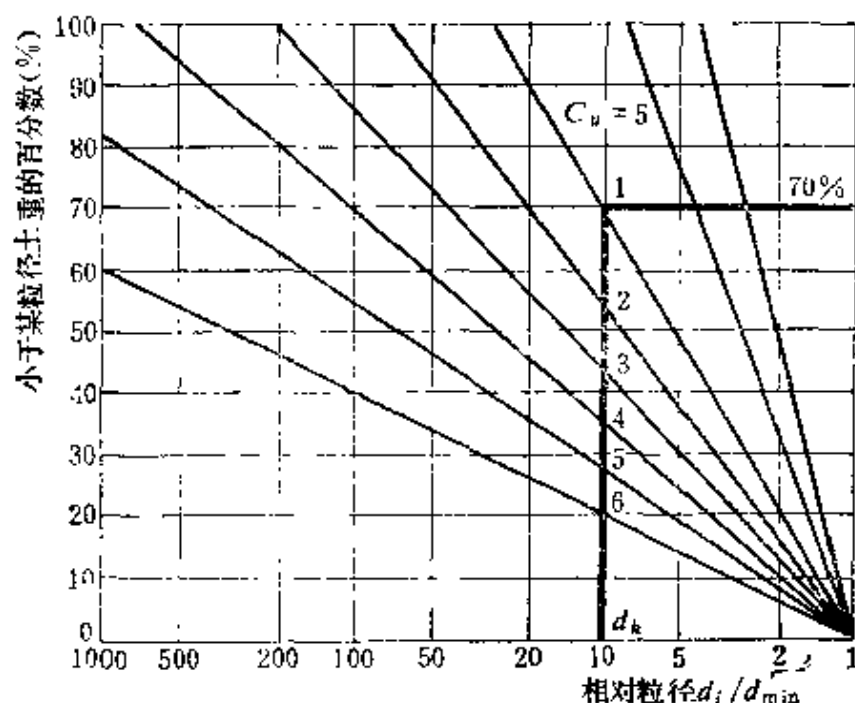


图 5-13 连续级配土控制粒径的几何表示图

1、2、3、4、5、6分别为各曲线控制粒径的坐标点

图5-12中同时绘入了试验确定的 d_k 值，该值是用试验资料按式(5-7)反算的结果。在反析试验资料是否需满足要求时采用了以下两条准则：

第一条，考虑到上述 $D_0 > d_k$ 和 $p \leq 25\%$ 两种情况中土体本身的抗渗比降很小，设分滤层后渗透破坏属接触管涌型，因此规定反滤试验需要达到的水力比降至少为1.5~2.0，比本身的抗渗比降提高10倍以上。在这种水力比降下允许被保护土中细颗粒的流失量，除渗流出口的表层外，如果其它部位均不大于3%，则认为反滤层是满足要求的。

第二条，考虑到 $D_0 \leq d_k$ 和 $p > 25\%$ 两种情况下，土体本身的抗渗比降就较大，因此要求增加反滤保护后，除试验终止的水力比降应大于4~5以外，还要求在相应水力比降下被保护土中细颗粒的流失量不大于3%，否则认为反滤层不满足要求。

表5-3中列入了部分试验结果。将级配连续土的反滤试验资料按式(5-7)计算控制粒径所得结果绘于图5-12。图中表明, 不满足反滤要求的试验点都位于理论曲线的上部, 下部全是满足要求的试验点。这一结果证明, 对于 $D_0 \leq d_s$ 的天然不均匀土, 以 $C_u = 5$ 的细料为母体, 并以它的控制粒径作为整个混合料的控制粒径的假定是合理而安全的。同时还表明, 决定这类土的 d_k 的主要因素是 C_u 值的上述观点也是正确的。因此, 确定连续级配土 $D_0 \leq d_s$ 时 d_k 的方法是

$$1) C_u \leq 5 \text{ 时 } d_k = d_{75}; \quad (5-15)$$

2) $C_u > 5$ 时可按图5-12确定。

上述分析结果证明了第二章中曾提出的一种见解, 即对连续级配的天然不均匀土, 同样可以认为是由粗细两部分组成, 粗料与细料的区分大体上可用 $C_u = 5$ 为原则, 即不均匀土中以 $C_u = 5$ 的细粒部分为细料, 剩余部分为粗料。

2. $D_0 > d_s$ 的土

土的 $D_0 > d_s$ 时, 表明土中有相当一部分细颗粒在土体中处于不稳定状态, 易于被渗流带走。对于这类土, 如果要求在一定的水力比降下细颗粒一点不流失, 则反滤层必然过细, 导致排水性能很差, 只能滤土不能减压。大量的试验资料证明, 只要土中的细颗粒流失量 $\leq 3\%$, 对土的稳定性不会产生影响。所以确定这类土 d_k 的原则应以必须满足排水要求, 同时在一定的水力比降下被保护土细颗粒的流失量 $\leq 3\%$ 为准则。为此, 建议取以下数值, 即

$$d_k = d_{15} \quad (5-16)$$

(二) 级配不连续型土的控制粒径

1. $P > 25\%$ 的土

如上所述, 当 $P > 25\%$ 时不仅土的渗透稳定特性主要取决于细料, 而且 d_k 也决定于细料。天然不均匀土一旦分为粗细两部分, 则两部分的 C_u 值均较小, 细料的 C_u 值绝大部分小于5。因此认为, 此时可以不考虑细料的不均匀性, 而直接采用上述 C_u

= 5 的原则确定控制粒径，即各种不均匀料均以细料的 d_{70} 作为全料的控制粒径。

图5-14为级配不连续土确定 d_k 的几何图形，横坐标以最小粒径的相对值来表示。按图5-14确定的 d_k 值用天然土的细料含量 p 表示，可得图5-15的关系。图中曲线②上的各点1、2、3、4、5与图5-14各点相对应，明显地表明了 d_k 出现的概率与 p 呈直线关系。图5-15中的曲线①是根据试验资料绘得，略高于曲线②，但二者具有相同的规律性。所以，以细料的 d_{70} 作为天然不均匀料 d_k 的设想，基本上反映了土的特性。为此，对级配不连续土，当 $p > 25\%$ 时， d_k 可按图5-15曲线②确定，或用下式计算：

$$d_k = d_{70} p \quad (5-17)$$

式中 角标 p ——细料含量，以小数计。

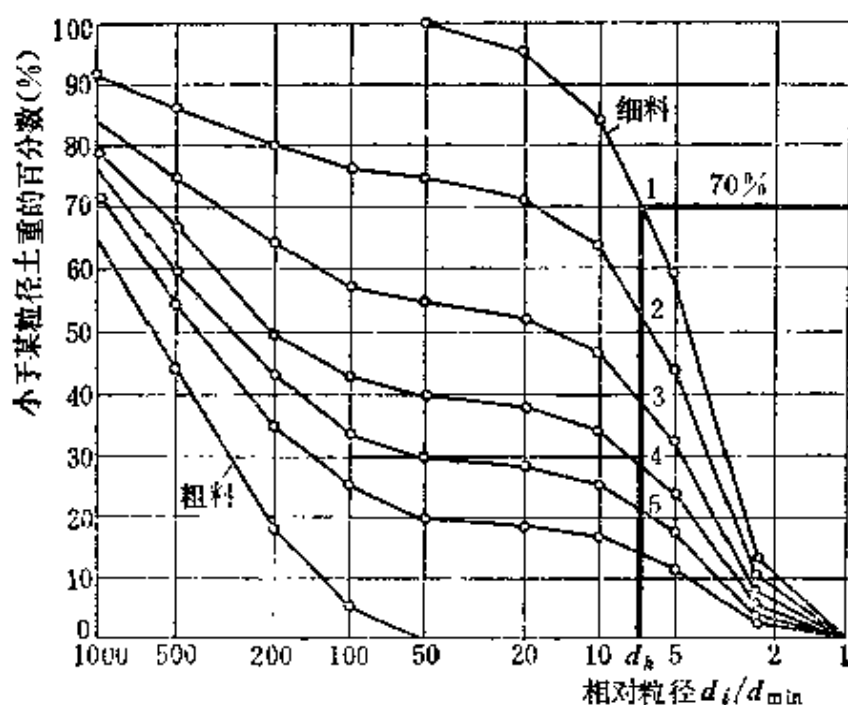


图 5-14 级配不连续土控制粒径几何表示图

1、2、3、4、5分别为各曲线控制粒径的坐标点

2. $p \leq 25\%$ 的土

这类土属管涌型，若仍以细料的 d_{70} 为控制粒径，当 $p < 20\%$ 时所选反滤料则满足不了排水要求，表明 d_k 不应再随细料含量而

变化，式（5-17）不再继续适用。经过试验比较，可以 $p = 20\%$ 为基准选择这类土的反滤料，既能提高被保护土的抗渗强度，又可满足排水要求。于是，根据式（5-17）就可给出这类土的控制粒径，即

$$d_k = d_{70 \times 0.75} \approx d_{15} \quad (5-18)$$

图5-15中同时绘有细料含量 $p < 25\%$ 的土料的反滤试验资料。 $d_k = d_{15}$ 的水平线表示细料含量小于或等于 25% 时的控制粒径。图中的试验点证明式（5-18）的建议是正确的。

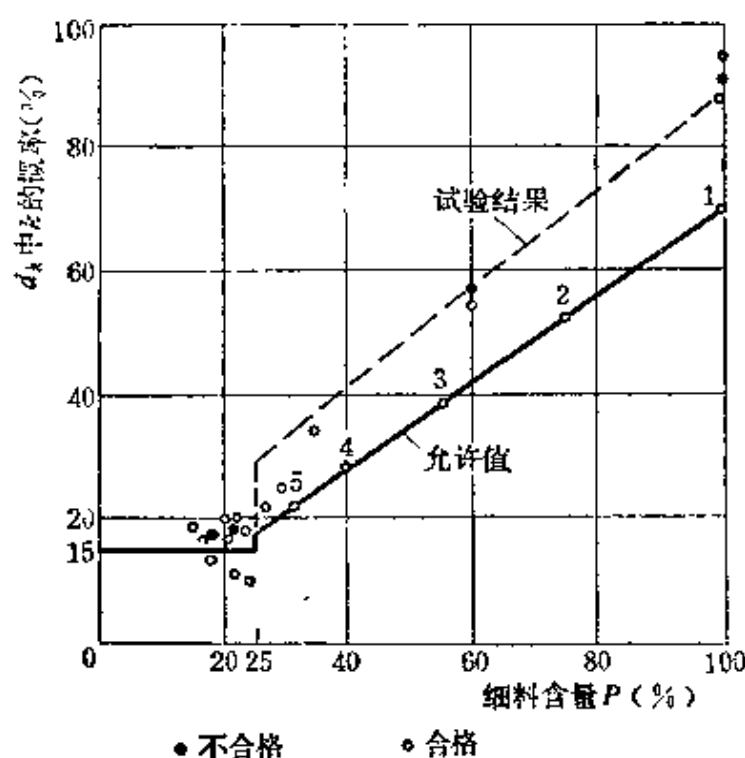


图 5-15 级配不连续土的控制粒径 d_k

1、2、3、4、5 各点分别为图5-14中各对应点的细料含量

通过上述分析结果可以得出以下结论：无论何种类型的土，渗透破坏形式为管涌型时控制粒径 d_k 均为 d_{15} 。

第四节 粘性土反滤层设计的基本原理和方法

一、粘性土反滤层设计方面的发展状况

过去在粘性土的反滤层设计方面，不考虑粘性土产生裂缝的

问题，都是按正常情况来对待。根据试验室试验结果，在正常条件下，粘性土可允许的粘性土反滤层的等效粒径一般都较粗。为防止粘性土反滤层选择得过粗，B.C依斯托美娜提出，应按位于水下的土表面不剥蚀的原则设计粘性土的反滤层，并给出了反滤层的 $D_{50}=f(C_u)$ 的关系曲线^[1]。这一原则仍然是以粘土的整体性不遭破坏为前提，因而可以允许的反滤材料仍然很粗，一旦防渗体产生裂缝，无法阻止土的渗透破坏，所以该法仅在一些文献中作了些介绍，在实际工程中并未应用。

80年代以前，在粘性土的反滤层设计方面，欧美各国存在两种方法，一种是美国水道试验站法，即规定反滤层的 $D_{15} \leq 0.4\text{mm}$ ；另一种是美国垦务局的方法，仍用太沙基设计无粘性土反滤层的方法。在工程实际中使用较多的是后种方法。工程实践表明，对细粒粘性土用太法时要求的反滤层过严，往往不易找到天然反滤料，多数需要筛选，造价太高，致使有些工程反滤层的质量不能保证。对含有粗颗粒的粘性土，太法又不安全。如英国49m高的巴特海得坝，心墙土料是不均匀的冰碛土，就是用太法选择的反滤层。蓄水初期，由于心墙产生了水力劈裂，反滤层未能阻止心墙土料沿裂缝的渗流冲蚀，致使渗透破坏。

针对工程实践中不断产生的问题，80年代，谢拉德重新研究了粘性土反滤层的设计原则，他的试验方法是将粘性土制成含水量接近液限时的泥糊，然后施加高的水压力，观察反滤层的作用，最后给出了以下准则^{[43][44]}：

1) 对于 $d_{55} < 0.074\text{mm}$ 的粉土和粘土料，反滤层的要求是

$$D_{15} \leq 9d_{55} \quad (5-19)$$

2) 对于 $d < 0.074\text{mm}$ 的颗粒含量占40%~85%的砂质粉土和粘土，以及 C_u 较大（宽级配）的其它防渗土料，反滤层的要求是

$$D_{15} \leq 0.7\text{mm} \quad (5-20)$$

二、有裂缝的粘性土反滤层的设计问题

近二三十年的工程实践表明，防渗体的渗透破坏，与坝体产

生裂缝有直接的关系，针对这种情况，水利水电科学研究院进行了粘性土开裂后反滤层保护作用的试验研究。土料选自五个地区，有南方的红粘土，北方的一般粘性土及黑龙江省的分散性土。土的基本性质列于表5-4。

试验时土样中的裂缝共选了1、2、4mm三种开度，最后结果表明，由于出口反滤层的渗流控制作用，裂缝开度的大小对反滤层极限粒径的确定影响不大。此外，缓慢施加水头时，裂缝有愈合作用，愈合后土体的抗渗强度有所提高。为防止裂缝过早愈合，试验时给土样一次施加0.15MPa的水压力，相当于土样突然承受了300的水力比降，并观察水头作用时间的长短对反滤组成的影响。观察结果，一次施加水头后如果3~5分钟内渗水变清，渗流量将会逐渐减小，裂缝不再继续遭受冲蚀，继续延长试验时间，渗透稳定性只会好转，不会恶化。为安全计，一般情况下规定一次试验应持续3h。合格的反滤层的极限粒径应是施加水头后能使裂缝产生冲刷流速，又能在3~5min内停止冲刷的反滤层。认为这种是极限反滤层，表明可以起到滤土作用。如果实际选择的反滤层细于极限反滤层，则裂缝中根本不可能产生冲刷流速，裂缝将会自行愈合。表5-5是土体裂缝后的反滤试验结果。

试验结果表明，防止粘性土中裂缝冲刷的反滤层的极限等效粒径 D_{20} 与土的分散度有密切关系，如图5-16所示。并可用下列函数关系来表示^[34]：

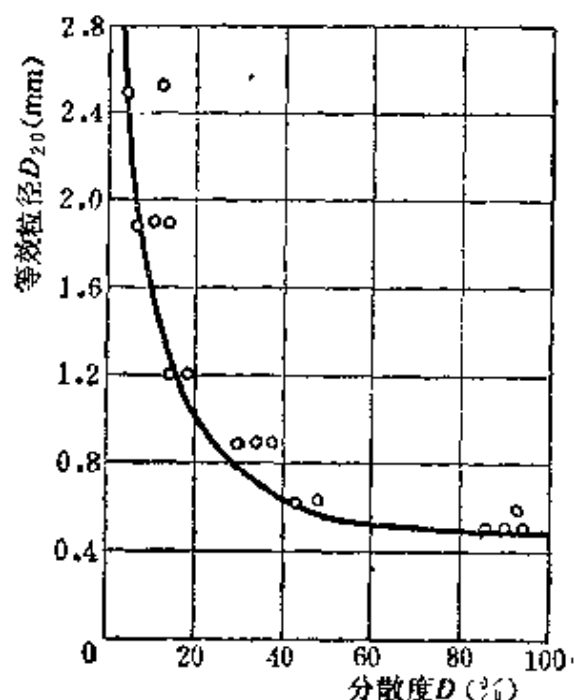


图 5-16 反滤层极限等效粒径与粘性土分散度的关系

$$D_{20} \leq \frac{0.25}{0.1 + D - 0.6D^2} \text{ (mm)} \quad (5-21)$$

粘土料的基本性质

表 5-4

土样 产地	土样 编号	液限 w_L (%)	塑性指数 I_p (%)	比重	颗粒组成(%)			分散度 D (%)	水化完成后		主要粘土矿物成分
					<0.1 mm	<0.005 mm	<0.002 mm		时间 (min)	d_{75} (mm)	
云南 鲁布革	16-2	57.6	20.6	2.83	97	62	51	13	2.7	1.1	高岭石、伊里石、多水高岭石
	I-1	77.3	27.3	2.88	94	68	57	1.4		2.2	
	I-2	61.1	19.8	2.90	93	53	41	1.4		2.2	
黑龙江 桃山	T-1	37.1	15.8	2.66	90	57	25	8	34	0.6	蒙脱石、伊里石、蒙脱石、伊里石
	T-2	47.0	20.7	2.69	98	56	42	17		0.6	
黑龙江 南引 工程	± 1	35.0	17.7	2.71	83	39	27	15			蒙脱石、伊里石、钠蒙脱石、伊里石
	± 3	24.5	7.8	2.69	63	23	22	96		0.1	
	16-2	27.8	11.9	2.66	63	23	21	89		0.13	
	19-2	34.7	15.6	2.68	84	50	45	97		0.06	
	19-5	21.4	7.2	2.69	55	22	18	32		0.13	
北京 密云	F ₁	30.8	14.0	2.71	98	35	23	43	3.0	0.08	
	J ₁	27.3	11.4	2.69	99	28	22	46			
河南 小浪底	S	37.0	16.0	2.74	99	26	13	31	4.0	0.10	伊里石、蒙脱石、高岭石、伊里石、蒙脱石、高岭石
	C	26.0	8.0	2.72	99	23	12	37			
宁夏 大柳树	8-1	25.4	9.6	2.70	98	36	21	34			伊里石、高岭石、绿泥石、伊里石、高岭石、绿泥石、伊里石、高岭石、绿泥石
	9-1	20.7	7.6	2.67	81	18	13	9.4	3.5	0.10	
	4	21.6	8.0	2.68	83	28	21	8	9.4	0.15	

式中 D ——土的分散度。

三、粘性土反滤层设计的准则

粘性土反滤层的设计可分为两种情况，一种是不考虑裂缝，另一种是考虑有裂缝。前者适用于均质土坝和建筑物等级低于三级的厚心墙或斜墙坝。

(一) 不考虑裂缝的情况

对于这类情况，可按第四章式(4-10)设计反滤层。水力比降用出逸比降 J_B ，按3倍的平均水力比降计算，取最大可能值 $J_B=20$ ，即得反滤层的等效粒径

$$D_{20}=13.3\sqrt{\frac{19.8+20n_L-39.8n}{4.2-20n_L+15.8n}}$$

若取安全系数为5.0，则

$$D_{20}\leq 2.7\sqrt{\frac{4.7+4.8n_L-9.5n}{1-4.8n_L+3.8n}}(\text{mm}) \quad (5-22)$$

(二) 考虑有裂缝的情况

对于土石坝中平均水力比降大于2的薄心墙坝，一二级土工建筑物及坝基的防渗铺盖，应按有裂缝的原则设计反滤层，并可按照土性分为：

(1) 南方红粘土

$$D_{20}\leq 2.0\text{mm} \quad (5-23)$$

(2) 北方的一般粘性土

$$D_{20}\leq 0.8\text{mm} \quad (5-24)$$

(3) 分散性粘性土及其它类型(包括黄土)的细粒粘性土

$$D_{20}\leq 0.5\text{mm} \quad (5-25)$$

(三) 含有粗粒的粘性土——宽级配土

对于这类土，仍以保护细料为原则。细料以 $<0.1\text{mm}$ 的颗粒来划分。根据细料具有的不同性状可按式(5-23)或式(5-24)选择反滤层的等效粒径。

表 5-5

裂 缝 土 反 滤

土 样		特 性 粒 径 (mm)			干 密 度 (g/cm ³)		试 验 水 头
产 地	编 号	土	料	反 滤	土 料	反 滤	(m)
		d_{10}	d_{30}	D_{60}			
云 南 鲁布革	16-2	0.03	0.012	2.5	1.22	1.70	14.8
	16-2	0.03	0.012	5.8	1.26	1.70	14.5
	L_1	0.026	0.006	2.5	1.05	1.56	10.1
	L_2	0.05	0.017	2.5	1.18	1.60	12.9
黑 龙 江 桃 山	F_1	0.065	0.025	1.2	1.58	1.58	15.0
	F_2	0.065	0.025	2.5	1.50	1.71	6.7
	2-1	0.028	0.013	2.5	1.45	1.62	10.1
	2-2	0.028	0.013	1.2	1.45	1.67	11.7
黑 龙 江 南 引 工 程	±3	0.18	0.12	0.6	1.70	1.59	15.0
	19-5	0.16	0.13	0.6	1.66	1.72	13.3
	19-5	0.16	0.13	0.2	1.71	1.52	11.4
北 京 市 密 云	F_1	0.06	0.027	0.58	1.70	1.69	12.9
	F_2	0.06	0.027	0.40	1.70	1.58	15.0
	J_1	0.07	0.032	0.58	1.70	1.53	13.7
河 南 小浪底	S	0.04	0.023	0.60	1.60	1.52	14.0
		0.04	0.023	0.5	1.60	1.80	14.9
宁 夏 大柳树	8-1	0.04	0.022	1.2	1.64	1.57	15.0
		0.04	0.022	0.6	1.70	1.55	14.9
	9-1	0.13	0.07	2.5	1.80	1.64	16.0
		0.13	0.07	1.2	1.80	1.54	15.1
	4	0.13	0.062	2.5	1.80	1.65	14.7
		0.13	0.062	1.2	1.80	1.57	14.9

* 反滤进口1cm内的水力比降。

试验结果

平均 水力 比降	开始阶段		结束时			持续 时间 (min)	D_{10} (mm)
	Q (cm ³ /s)	v (cm/s)	Q (cm ³ /s)	$J_{\text{临界}}$	水色		
239	138	190	98	4.0	清	110	2.5
234	244	350	194	1384	清	180	
168	564	806	562	400	清	50	2.5
215	426	609	311	1010	清	110	2.5
242	356	509	22	1470	清	127	
111	538	526	538		清	60	1.9
168	661	942	605	270	清	158	
194	563	804	502	725	清	143	1.2
250	7.8	11	1.0	1483	清	195	0.6
221	3.5	5.0	36.7	1285	清	190	0.9
190	148	211	115	680	清	160	
215	455	574	440		清	128	0.58
250	39	55.7	15.4	1369	清	327	
228	455	650	316	920	清	183	0.58
233	436	623	268	1225	清	180	0.90
249	52	74	8.4	1349	清	243	
249	628	897	3.0	1495	清	80	
249	27.5	39	3.0	1487	清	176	0.9
249	165	236	50	413	清	75	
251	8.5	12	6.0	379	清	126	1.9
245	718	1026	161	305	清	185	1.9
245	15	21	14	162	清	95	

第五节 设计反滤层的内容、步骤和方法

上文重点介绍了反滤层设计中层间系数被保护土的控制粒径和反滤层等效粒径的确定方法等关键问题。下面就整个反滤层的设计问题作一全面介绍。

一、反滤层设计的内容

要使反滤层真正起到滤土减压，保证水工建筑物的渗透稳定，设计工作必须包括以下内容：

- (1) 确定第一层反滤允许的等效粒径。
- (2) 确定反滤层需要的层数，以保证反滤排水体本身的整体渗透稳定性。
- (3) 确定其它层反滤的等效粒径，最终给出反滤层的颗粒组成。
- (4) 定出各层反滤的厚度。

二、设计步骤

(1) 确定反滤层的类型。先按图5-1明确类型，其目的是为了合理地确定应采用的计算层间系数的方法，以及明确确定层数的原则。反滤层的类型不同，确定层数的原则也不同。

图5-1中，I型反滤层的特点是反滤层位于被保护土的下部，渗流方向主要向下。如大坝斜墙后的反滤层，均质坝坝内褥垫排水，防渗铺盖下的反滤层等。II型反滤的特点是反滤层位于被保护土层上部，渗流方向主要向上。如位于地基渗流出口的反滤层。实际情况中还存在第三种情况，反滤层层面呈垂直向，渗流方向是水平的，如减压井中的反滤层。这种为过渡型，可归为I型类。

(2) 选定设计方法。根据反滤层的类型，被保护土的性质以及渗透破坏的形式选定相应地设计反滤的方法。

(3) 设计第一层反滤层。对于无粘性土，首先判别其渗透破坏形式，并按不同的破坏形式确定相应的控制粒径。对于粘性土，先按产地、成因及矿物成分和分散性鉴定结果进行分类。最后

确定反滤层的等效粒径，并按允许的不均匀系数和料源情况，定出反滤层的颗粒组成。

(4) 确定反滤层的层数。根据反滤层的类型及第一层反滤的粗细，确定保证反滤层整体渗透稳定性所需的层数。

(5) 其它各层反滤的设计。

(6) 各层反滤厚度的确定。

三、反滤层的设计方法

反滤层设计，包括确定被保护土控制粒径，反滤层等效粒径和不均匀系数及反滤的层数及厚度的计算。

(一) 无粘性土反滤层的层间系数(等效粒径)和控制粒径的设计方法

1. 层间系数

从安全出发，均按II型反滤来考虑。

1) $C_u \leq 5$ 的土，按式(5-26)确定，即

$$\xi = \frac{D_{20}}{d_{70}} \leq 7 \quad \text{或} \quad D_{20} \leq 7d_{70} \quad (5-26)$$

2) $C_u > 5$ 的土，非管涌土按式(5-27)确定，即

$$\xi = \frac{D_{20}}{d_k} \leq 7 \quad \text{或} \quad D_{20} \leq 7d_k \quad (5-27)$$

管涌土，按式(5-28)确定，即

$$\xi = \frac{D_{20}}{d_{15}} \leq 5 \quad \text{或} \quad D_{20} \leq 5d_{15} \quad (5-28)$$

2. d_k 的确定方法

d_k 可按图5-12或表5-6确定。

表 5-6 被保护土的控制粒径 d_k

土 的 类 型	非 管 涌 土		管 涌 土
	$C_u \leq 5$	$C_u > 5$	
级配连续	d_{70}	按图5-12	d_{15}
级配不连续		d_{15p}	d_{15}

(二) 粘性土反滤层等效粒径的设计方法

1. 不考虑裂缝

(1) 细粒粘性土 坝高小于30m, 防渗体的平均水力比降 $J < 2.0$ 的三级以下的建筑物, 第一层反滤按式(5-22)确定等效粒径, 即

$$D_{20} \leq 2.7 \sqrt{\frac{4.7 - 9.5n + 4.8n_L}{1 - 4.8n_L + 3.8n}} \quad (\text{mm})$$

式中, n_L 按下式确定:

$$n_L = \frac{G_s w_L}{1 + G_s w_L} \quad (5-29)$$

(2) 含砾粘性土 按 $< 0.1\text{mm}$ 颗粒的物理性指标用式(5-22)确定。

2. 考虑存在裂缝

(1) 细粒粘性土 一二级建筑物及坝高大于30m的中高坝, 防渗体第一层反滤层的设计按式(5-23)或式(5-24)确定等效粒径。

(2) 含砾粘性土 按 $< 0.1\text{mm}$ 颗粒的性状用式(5-23)及式(5-24)确定等效粒径。

3. 分散性土

用分散性土修建的土坝, 均按 $D_{20} < 0.5\text{mm}$ 计算。

(三) 反滤层的不均匀系数

如果已经确定了反滤层的等效粒径, 并确定了不均匀系数, 则颗粒组成就得到确定。在反滤层的不均匀系数方面通常有以下要求:

(1) 渗透稳定性的要求 反滤层最好不要选用管涌土, 特别是保护管涌土的反滤料一定不能选用管涌土。试验资料表明, 当 $C_u \leq 20$ 时一般均能满足上述要求。

(2) 施工方面的要求 ①反滤层在运输和铺填过程中不会产生明显分离; ②易于压实。一般情况, 当 $C_u \leq 20$ 时反滤料不会产生明显分离, 无粘性 $C_u \geq 5$ 的土比 $C_u < 5$ 的土有较好的压实性, 因

此现代反滤层设计规范中多要求 $5 \leq C_u \leq 20$ 。若能满足此一要求，对反滤料不需进行专门的渗透稳定性校核，也不需采用特殊的施工工艺就可保证施工的均一性。

对于 $C_u > 20$ 的无粘性土，经过鉴定是非管涌土或是过渡型，而且有一定的施工工艺作保证，施工中不会产生粗细分离问题时，仍然可以用作反滤料。如我国60年代建成的毛家村大坝，保护下游地基的反滤料就是根据我们的试验结果，采用 $C_u \leq 40$ 的河床砂砾料，至今运行正常。

如果反滤层是在水下铺筑，容易出现分离现象，因此要求反滤层的 $C_u \leq 5$ 。

(四) 反滤层的透水性

为保证反滤层的减压作用，同时应满足以下要求：

(1) 被保护土为非管涌土

$$\frac{D_{20}}{d_{20}} \geq 4 \quad (5-30)$$

(2) 被保护土为管涌土

$$\frac{D_{26}}{d_{20}} \geq 2 \quad (5-31)$$

(五) 反滤层层数的确定原则和方法

反滤层的层数，直接关系到反滤层本身的安全运行问题。初期认为，排水反滤体的层数愈多，其可靠性愈好，所以多数设计三层反滤层。工程实践表明，层数愈多，无论选料和施工均愈麻烦，因而愈不易保证整个反滤排水体的质量。近年来不主张在反滤排水体的设计中采用两层以上的反滤层。目前评价一位设计师反滤排水体设计的优劣，一般多以层数既少，反滤排水效果又好为标准。

设置多层反滤的目的是保证各层反滤不遭渗透破坏。第一层反滤的功能是保护地基或防渗体不遭渗透破坏，第二层反滤是保护第一层反滤，对地基或防渗体的渗透稳定并不起直接的控制作用。如果确认该层反滤是稳定的，不需下层反滤来保护，则不必

再设计下层反滤。各层反滤中的关键层次是第一层，其它各层则是为了保护相邻反滤层。决定该层反滤是否需要另一层作保护，应根据反滤层的类型和反滤层实际可能承担的水力比降而定。

1. I型反滤（渗流向下情况反滤）层层数确定的方法

这种形式的反滤排水体，由坝身到下层堆石体，各层之间都要满足反滤的要求，否则反滤层本身的渗透稳定性无法保证。反滤层的层数主要决定于两个因素，一是下层强透水体的石块粒径，二是各层反滤的粗细程度。强透水体的块径大，要求最后一层反滤一定要很粗，以免掉入强透水体。如果每层反滤的层间系数和 C_u 值选取较小值，反滤层均较细，层数必然加多。在同一强透水体的条件下，各层反滤选得愈细，层数愈多。由此可见，如果选择的各层反滤的层间系数及 C_u 值均能接近规定中的极限值，反滤层的层数必然减小，反之增多。

由于反滤层本身都是级配连续的非管涌土，为减少反滤层数，第二、三层反滤可按式（5-8）设计，就可使设计的反滤层数不多于三层，而且能保证各层具有良好的工作性能。

2. II型反滤（渗流向上情况的反滤）层数的确定方法

确定这种类型反滤层数的主要原则是保证反滤层中出现的水力比降小于反滤层的允许水力比降，最好是反滤层中的水头全部消失。经验证，反滤层中已无水头损失或者水头损失很小，就可以不需再设第二层反滤层。反滤层中的剩余水力比降可按式（5-5）来估算，即

$$J_2 = \frac{d_{2,0}^2}{D_{1,0}^2} J_1 \quad (5-32)$$

式中 J_2, J_1 ——分别代表反滤层和被保护土中的水力比降；

$D_{1,0}, d_{2,0}$ ——分别代表反滤层和被保护土的等效粒径。

当确定第二层反滤中的水力比降时，则式中 J_1 和 $d_{2,0}$ 变为第一层反滤中的水力比降和等效粒径，其它各层依次类推。

由式（5-32）可知，若反滤层满足式（5-30）的要求，反滤层中的水力比降仅为地基土的1/16，若地基土的平均水力比降为

3.0, 反滤层中仅剩余0.2的水力比降, 显然可以不必另设第二层反滤。如果从结构的要求出发, 需增设第二层反滤, 此时可以放宽设计准则, 以式(5-8)为准则设计第二层反滤, 将有足够的可靠程度。

如第一层反滤只能满足式(5-31)的要求, 则必须设置第二层反滤, 以保证第一层反滤不遭渗透破坏。

(六) 反滤层各层的厚度

确定反滤层厚度的基本原则是保证施工后的反滤层要有一定的均匀性, 即从宏观上看, 在平行于渗流的任何断面上都应具有同一的颗粒组成及相同的结构。如果层厚 T 能达到同时顺次排列四个最大颗粒的要求, 这样的厚度就可保证基本上能达到上述均匀性的要求, 并且反滤层的孔隙平均直径沿流线方向趋于定值, 不随厚度加大而产生变化, 故一般规定:

$$T > 5D_{85} \quad (5-33)$$

一般按式(5-33)确定的 T 值均较小, 只表明最小允许厚度, 往往施工控制比较麻烦, 无法用机械化施工。所以, 实际工程中多从施工方便的角度, 在考虑式(5-33)的基础上, 结合施工条件规定反滤层的实际厚度。一般规定, ①人工施工, $T_{\text{最小}} \geq 30 \text{ cm}$; ②机械施工, $T \geq 3.0 \text{ m}$ 。

第六节 工 程 实 例

在实例分析时同样按照土的类型分为无粘性土和粘性土两个方面。无粘性土反滤层的设计以我国岳城水库坝基反滤料的选择为例, 一方面阐明本章所述方法在工程中的应用情况, 同时对设计反滤层的步骤作一示例。在粘性土反滤层的设计方面, 主要介绍些国外高土石坝防渗体反滤层设计方面的一些工程现状, 以供设计者参考。

一、无粘性土反滤层的设计实例——岳城水库

(一) 岳城大坝工程概况

岳城水库大坝为均质土坝, 坝高55.5m, 建于厚度20m左右

的砂砾石地基上，坝前用水平铺盖和粘土截水槽联合防渗，坝后地基设褥垫排水，渗流出口设反滤保护。排水反滤兴建于50年代末期。地基土的特点表现为：不均匀系数大于350，很不均匀，而且是典型的级配不连续土，缺乏1.0~5.0mm的中间颗粒。当时已有的设计方法均不适用，最后只有通过现场试验予以确定。通过现场试验，我们放弃了保护地基土的 d_{85} 或 d_{50} 的原则，而采取了保护细料的方法，并经过充分地试验论证，直接采用了附近户村料场的天然料作为地基土的第一层反滤料。为保证第一层反滤不遭渗透破坏，还增设了第二层反滤。

图5-17是大坝地基土及反滤料的颗粒组成曲线实际变化范围，30年的运行情况表明，反滤层的运行性能良好，至今运行正常。

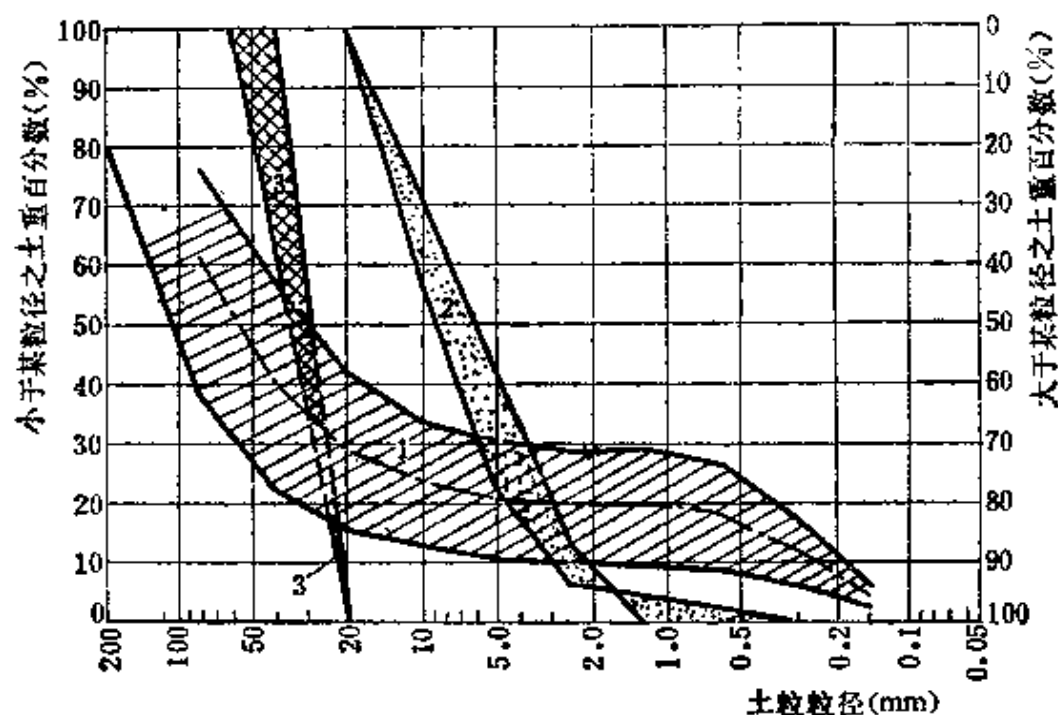


图 5-17 岳城水库土坝地基及反滤层的颗粒组成

1—地基土；2—第一层反滤；3—第二层反滤

(二) 反滤层设计步骤及结果

1. 地基土渗透稳定特性鉴别

图5-17曲线表明，地基土缺乏1~5mm的中间粒径，在0.5~5mm这段大的范围内总土重还不到5%，是种典型的级配不连

续土，其上包线的细料含量 $p=29\%$ ，介于 $25\%\sim 35\%$ 之间，渗透稳定特性属过渡型，在反滤料选择时统归为非管涌土。颗粒组成的平均曲线 $p=20\%$ ，下包线的 $p=10\%$ ，均属管涌型。

2. 第一层反滤的设计

(1) 反滤层的类型 因反滤层主要防止地基土的渗透破坏，地基渗流在出口是垂直向上，因而反滤层属第 II 型，应按式 (5-27) 或 (5-28) 设计第一层反滤。

(2) 确定等效粒径 D_{20} 确定反滤料的 D_{20} 时，地基土的颗粒组成曲线以平均线和上包线为依据。由上述鉴定可知，平均线为管涌土，其控制粒径应为 $d_K=d_{15}=0.4\text{mm}$ ，按式 (5-28) 计算结果， $D_{20}\leq 5d_K=20\text{mm}$ ；若按上包线计算，由表 5-6 可知，地基土的 $d_K=d_{70\times 0.29}=d_{21}=0.37\text{mm}$ ，按式 (5-27) 计算结果，得出：

$$D_{20}\leq 7d_K=2.6\text{mm}$$

上述计算表明，第一层反滤料下包线的 $D_{20}=2\sim 2.6\text{mm}$ ，取平均值应为 $D_{20}=2.3\text{mm}$ 。

图 5-17 曲线 2 为反滤试验的第一层反滤的变化范围，也是工程中实际采用的反滤组成， $D_{20}=2.9\sim 4.5\text{mm}$ ，稍大于计算值 2.3mm ，这表明本书中建议的方法是偏于保守的。

(3) 反滤层不均匀系数的确定 因坝基排水体兴建于 50 年代末，不均匀系数是按当时要求的 $C_u\leq 5$ 的标准寻找的天然砾石料，工程实际中的采用值 $C_u=4\sim 4.3$ 。

(4) 反滤层的层数 实际的反滤层是属渗流向上型，层数是按反滤层中水力比降小于允许水力比降的要求确定的。按式 (5-32) 校核是否需设第二层反滤。

以地基土和反滤层的上包线校核，则

$$\frac{D_{20}^I}{d_{20}}=\frac{2.9}{0.37}=7.8>4.0$$

表明透水性满足要求，反滤层中不会出现水力比降。若以地基土的下包线校核，则

$$\frac{D_{20}^I}{d_{20}} = \frac{2.9}{32} \approx 0.1 \ll 2.0$$

表明按曲线 2 铺设的反滤层，在有些地段将会出现透水性小于地基土的情况，在运行过程中反滤层中有可能出现较大的水力比降，为此需设第二层反滤来保护第一层。第二层反滤变化范围见图 5-17 中 3，它和第一层反滤 2 之间满足层间关系要求。

校核是否还需铺第三层反滤。按式 (5-32) 计算可得

$$\frac{D_{20}^{II}}{D_{20}^I} = \frac{25}{4.5} = 5.6 > 4.0$$

故不需设第三层反滤。式中 D_{20}^I 、 D_{20}^{II} 、 d_{20} 分别代表第一、二层反滤及地基土的等效粒径。

二、粘性土反滤层的设计现状

1. 第一层反滤的等效粒径

已有资料表明，高土石坝防渗体第一层反滤的 D_{20} 在 0.4~2.5mm 范围内，以奥地利的界伯奇坝为最粗， $D_{20} = 2.5\text{mm}$ 。大多数土石坝的 $D_{20} \leq 1.5\text{mm}$ 。含砾粘土中以日本的御母依坝为最粗， $D_{20} = 4.5\text{mm}$ ，极个别坝的 $D_{20} = 10\text{mm}$ ，如霍里司坝。我国心墙或斜墙的第一层反滤均较细， $D_{20} \leq 0.5\text{mm}$ 。如辽宁省柴河大坝，心墙反滤层是去掉 80mm 的河床砂砾石层， $D_{20} = 0.5\text{mm}$ 。

2. 反滤层的不均匀系数

自 60 年代以后，心墙反滤层多用只经少许加工的天然砂砾石料，不均匀系数均较大。如苏联的热瓦里斯克土石坝，第一次反滤为级配连续的砂砾料，最大粒径为 100mm， $D_{20} = 1.3\text{mm}$ ， $C_u = 68$ ，是目前反滤料的不均匀系数最大的一座土石坝。大多数坝第一层反滤的 $C_u \leq 30$ ，最大粒径小于 80mm。我国柴河大坝心墙反滤料的 $C_u = 48$ 。

3. 反滤层的层数

大坝心墙的反滤层多属第 II 型，层数的设计按反滤层中水头损失全部消失为原则。由于反滤层的渗透系数比防渗体至少大 100 倍以上，加之厚度多按机械施工的要求而定，厚度较厚，反

滤层中很少承受水头，因而大多数坝只用一层反滤。如苏联的桑尔萨格，热瓦里斯克，哥伦比亚的契夫，日本的御母依以及我国台湾省的石门等高土石坝，均采用一层反滤直接向坝壳过渡。由于它同时兼有过渡料的性质，所以也称过渡层。有些大坝坝壳为堆石，考虑到第一层反滤向堆石体的过渡问题，另增设了第二层反滤。如苏联高度325m的罗贡坝，300m高的努列克坝，美国的奥洛维尔以及我国的石头河等100m以上的高土石坝，均为两层反滤。第一层多为天然的或只经一次筛选的天然砾石料，第二层实际上是向堆石的过渡层，直接使用各种组成的天然砂砾石料，对不均匀系数不加任何限制，或者是采用石料场剩余的碎石料。高土石坝目前用三层反滤的很少。心墙上游侧的反滤层一般都用单层，而且要求标准低于下游侧的反滤层，多数直接使用各种级配的天然砂卵石料，不均匀系数不加限制^[48]。

4. 反滤层的厚度

目前高土石坝心墙后的第一层反滤最小厚度多用3m，除施工方面的要求外，加大厚度的目的还可以防止运行初期若出现较大的不均匀沉降而错断反滤层。采用单层反滤的坝，厚度多大于3m，以便同时起到过渡层的作用。如上述坝高102m的热瓦里斯克坝，第一层反滤采用6.0m厚，除起到过渡层的作用外，并能绝对保证通过心墙的渗流全部由第一层反滤直接排入河床砂砾石层，使渗流不会进入下游坝壳，从而保证下游坝壳不承受任何水力比降。

第六章 土石坝及地基的渗流控制

第一节 概 述

土石坝是种挡水建筑物，它的任务是壅高水位，拦蓄河水，有计划地利用河水。河水壅高后由于位势的提高，库水势必通过坝基和坝身向下游渗透。因此，堤坝及地基的渗流控制是坝工建设中一项极为重要的课题。渗流控制的目的，一是减小渗漏，以便最大限度地使拦蓄的河水在国民经济中发挥作用；二是防止渗流对建筑物的破坏作用，保证建筑物的安全运行。其中保证安全运行是渗流控制的首要任务。据世界坝工资料统计，遭到破坏的工程中40%以上是由渗流所造成，在失事的工程中，其主要原因是洪水漫坝和渗流破坏。就我国情况而言，1981年大型工程事故分析结果，渗透破坏占31.7%，裂缝占25.3%，二者之和占57%。全国病险水库的分类结果，50%以上的水库属渗透稳定问题。可见，渗流控制问题非常重要。

土石坝的渗透破坏引起的失事，往往给国民经济带走巨大损失，甚至造成严重灾难。如美国97m高的堤堂（Teton）坝，1975年建成并立即蓄水，翌年6月达高水位不久，因渗透破坏而导致大坝失事，损失惨重，震惊世界。英国的巴特海德（Balderhead）坝，由于心墙反滤过粗，未能防止心墙水力劈裂后的渗流冲蚀而遭渗透破坏，影响水库正常发电18个月，经济损失严重^[44]。又如我国河北龙门水库主坝，1974年因遭严重的渗透破坏，无法修复，不得不重新兴建^[47]。因此，堤坝及地基的渗流控制是坝工建设中一项极其重要的课题，它是一门以土的力学性质，渗流场的计算分析，土的渗透及渗透稳定性质，地基加固处理技术为基础的一门应用技术。

由于大坝及地基的安全直接关系到人民生命财产的危安，对

新的渗流控制在工程中的推广和应用，各界人士往往持慎重态度，因此，与其它工业技术相比较，渗控理论和技术的发展速度非常缓慢。在闸坝的渗流控制方面，W.G.布来 (Bligh) 1910年首次明确地提出了渗流控制的第一个法则，采用平均水力比降，即水头除以闸底轮廓的水平长度作为渗流控制的水力要素，对土的抗渗强度按工程经验采用统计值，防止地基土壤渗透破坏的方法，单纯依靠加长地下轮廓的长度，所以称Bligh方法为以防为主的经验法则。随着渗流计算理论的发展，1922年H.H巴甫洛夫斯基提出了以控制渗流出口最大出逸水力比降设计地下轮廓长度的方法^[48]，首次阐明了渗流出口是最薄弱的部位。同年，K.太沙基第一个提出了反滤层的设计准则，从而在理论和实践上促成了下列诸方面较大的发展：

1) 渗流控制理论发展为防渗和排渗相结合。渗流计算理论的发展，明确了有渗流不一定会产生渗透破坏，关键是渗透力是否大于土的抗渗强度。防渗的首要作用是控制渗漏量，其次是消减水头。在消减水头方面，排渗比防渗效果更好。因此，渗流控制技术发展为防参与排渗相结合。土石坝的坝型由均质坝发展为分区坝和堆石坝，就是坝工建设中贯彻防参与排渗相结合原则的典型。

2) 反滤层是防止渗透破坏的有效措施。土的渗透稳定理论的发展结果，认识到渗流破坏往往首先开始于渗流出口，继而向深层发展。反滤层是保护渗流出口不遭渗透破坏的有效措施，既能起到排水减压的作用，又能防止渗流出口的渗透破坏。因此，反滤层成为渗流控制中防止渗透破坏的首要措施，同时进一步完善了排水措施，使之得到广泛的应用。从此渗流控制理论发展为防排结合，反滤层为后盾的阶段。

3) 允许水力比降的经验数值明显提高。实践和认识的深化，使土质防渗体允许水力比降的经验数值比20世纪初期W.G布来和E.W来因 (lane) 的经验数值有了大幅度的提高，薄心墙坝得到大力发展。

4) 防渗土料的用料范围及压实标准明显放宽。将具有高的防渗能力作为选择防渗土料及压实标准的主要原则,修改为以满足允许渗漏量和土料内部结构是渗透稳定的两条标准。

5) 土石坝裂缝渗流破坏问题有了新的解决方法。实践证明、土质防渗体裂缝的最大危害是造成渗透破坏,因此裂缝问题也归为渗流控制的范畴,并以最终不产生渗流冲蚀达到裂缝自愈为解决裂缝问题的准则。

6) 岩基渗流控制标准明显降低。在岩基渗流控制方面,1933年法国地质工程师李容(Lugeon)提出了岩基中以防为主的防渗标准,要求坝基灌浆标准为 1Lu ●,相当于单位吸水量 $\omega = 0.01\text{L}/(\text{min}\cdot\text{m}\cdot\text{m})$ 。以后发展为防排结合的原则,而且土石坝岩基灌浆的标准已发展为 $\omega \leq 0.05\text{L}/(\text{min}\cdot\text{m}\cdot\text{m})$,近年来对低坝有发展为以 10Lu 为标准的趋势,即 $\omega \leq 0.1\text{L}/(\text{min}\cdot\text{m}\cdot\text{m})$ 。

本章着重从保证安全方面分别对坝身、坝基及坝与地基的连接,就基本原理和具体措施介绍堤坝的渗流控制问题。包括土石坝和面板堆石坝。

第二节 渗流控制的基本要素、破坏过程和控制方法

一、设计渗流控制方案需要的基本水力要素

在设计渗流控制方案时需要首先掌握以下基本水力要素:

(一) 地基和坝体材料的渗透系数 K

渗流控制的目的之一是减小渗漏量,渗透系数是决定渗漏量大小的主要因素,而且作用于土工建筑物上的水头在内部的分布情况,均与地基和建筑材料的渗透系数的大小有密切关系。因此,它是渗流控制方案设计中首先必须具备的水力要素。渗透系数多由试验室专门测定,无粘性土的渗透系数也可以用第一章式

● 压水试验的每个试验段长为 5m ,水压力为 1MPa ,每米钻孔每分钟的耗水量为 1L ,则称此水量为1李容单位,并以 1Lu 表示。我国多用单位吸水量 ω 值。

(1-32) 进行计算: 即

$$K = 2.34 n^3 D_{20}^2$$

式中 K 以 cm/s 计, D_{20} 以 mm 计。

(二) 水力比降

水力比降包括地基或建筑物实际可能出现的水力比降及土体能够承受的极限水力比降, 即抗渗比降两个方面。

1. 地基和建筑物可能出现的水力比降的确定方法

地基和建筑物在蓄水后实际可能会出现的水力比降可用近似计算法或有限元法及电模拟试验较精确地确定。在初步设计阶段或对一般建筑物, 常用经验法则来确定。这种法则简单、直观, 在一定程度上可以近似地表达实际出现的水力比降。在这方面最常用的是 W·G 布来的直线法则, 也就是所谓的平均水力比降的法则。

图 6-1 是建于有限深透水地基上的一座弱透水的均质土坝的示意图, 地基用弱透水的铺盖防渗, 可用来分析直线法则与理论分析结果的区别。坝身和铺盖相对于地基渗透性很小, 可以视为相对不透水。沿地基表层的水头分布绘出了两种表示方法, 虚线 4 是按直线法则表示的水头分布线, 实线 5 是理论上的水头分布线, 二者比较后可以看出, 直线法则的不足之处是忽略了渗流的进口和

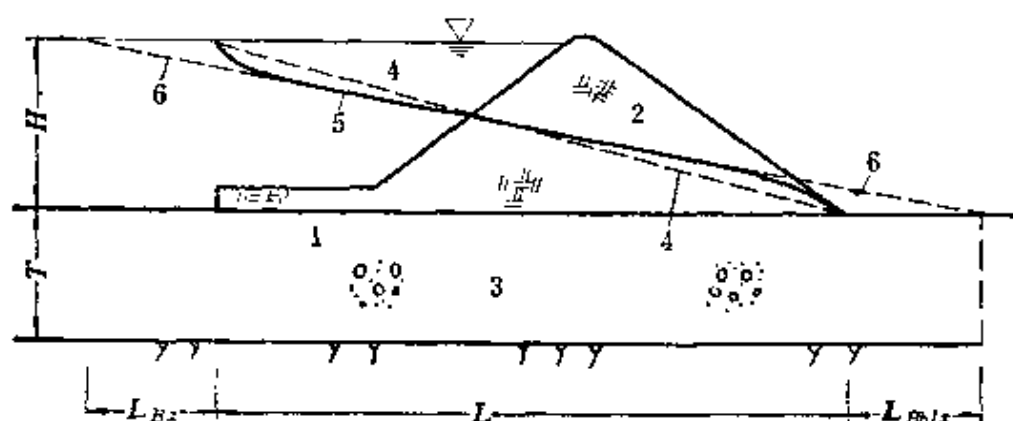


图 6-1 坝基实际水头分布与布来法则的区别

1—铺盖; 2—坝身; 3—地基; 4—布来法则沿坝底水头分布; 5—实际水头分布线; 6—虚拟水头分布线

出口损失。由于进口和出口的渗流实际上呈曲线型，比坝基直线渗流有较大的水头损失。两种方法的差别可作如下简单分析：

进口和出口的水头损失可近似地用下式表示^[49]

$$h_{Bx} = h_{Bbx} = 0.44 \frac{q}{K} \quad (6-1)$$

式中 q ——坝基中的渗流量；

h_{Bx} 、 h_{Bbx} ——分别为进口和出口水头损失。

进口和出口水头损失若用虚拟的直线渗流来表示，相当于在实际工程中加长了进口和出口的渗径长度。加长部分实际上是种虚拟长度，可用下式近似表示：

$$L_{Bx} = L_{Bbx} = 0.44T \quad (6-2)$$

式中 T ——地基透水层的厚度；

L_{Bx} 、 L_{Bbx} ——分别为进口和出口的虚拟渗径长度。

这样一来，地基渗流如全部按直线渗流来表示，大坝和铺盖不透水的轮廓长度就可用一种虚拟长度 L' 来表示：

$$L' = L + 0.44T + 0.44T = L + 0.88T \quad (6-3)$$

按此长度计算坝基的平均水力比降，则为

$$J' = \frac{H}{L + 0.88T} \quad (6-4)$$

按照布来的直线法则，则坝基的平均水力比降 J 为

$$J = \frac{H}{L} \quad (6-5)$$

比较式(6-4)和式(6-5)可知，按布来的直线法则确定的平均水力比降大于实际的平均水力比降。同时表明，二者的力学概念是相同的，仅仅是布来法则比较粗略，但用于工程仍有较大的安全性。这表明了布来法则所以至今仍然用于一般工程的主要原因。

2. 出逸水力比降与平均水力比降的关系

图6-1实线5与虚线4在进口和出口的水头差值表明了渗流

在进口和出口比通过坝体和坝基有较大的水头损失，因而有较大的出逸水力比降。出逸水力比降应该是校核建筑物渗透稳定的一项重要水力要素，但是，有些设计师往往采用平均水力比降设计防渗体的尺寸，究其原因，出逸水力比降与平均水力比降之间存在一定的关系，只要加大安全系数，并用反滤层保护渗流出口，就可弥补这一不足。因此，平均水力比降法在工程设计中至今被采用，而且一直占据着统治地位。

以土石坝的心墙为例，阐明出逸水力比降与平均水力比降的大致关系。图6-2绘出了心墙下游坡逸出水力比降的分布图，图中表明，渗流沿心墙下游表面的水力比降为

$$J_k = \sin \alpha \quad (6-6)$$

逸出水力比降 J_B

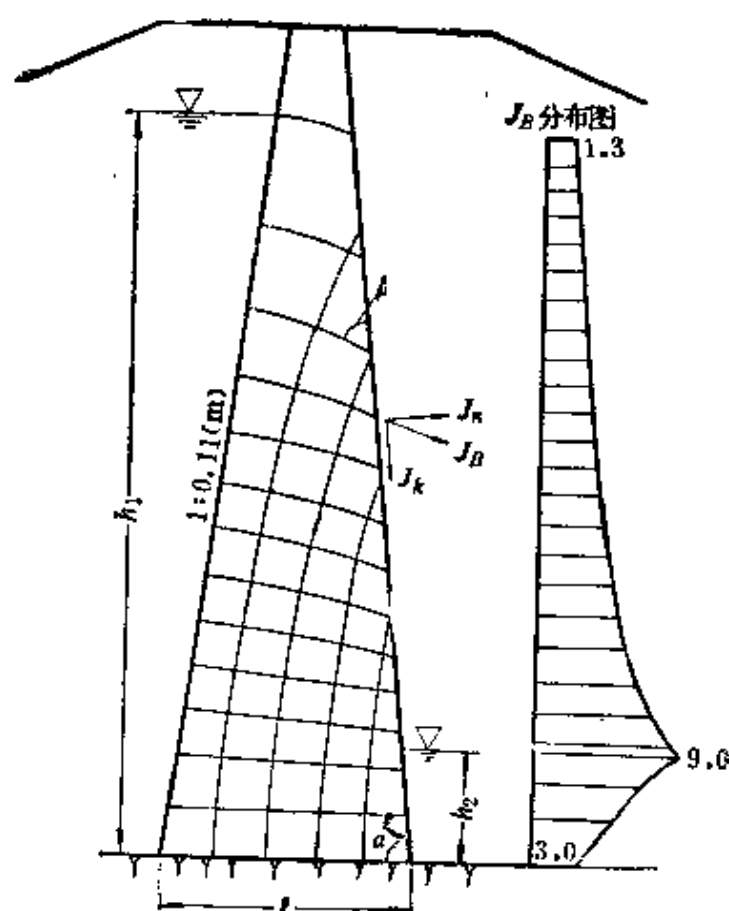


图 6-2 沿心墙下游坡出逸水力比降分布图

$$J_B = \frac{\sin \alpha}{\cos \beta} \quad (6-7)$$

式中 α ——心墙边坡与水平面的夹角；

β ——心墙边坡与流线之间的夹角。

流网图表明，靠近下游水位附近心墙中的流线接近水平线，因此， $\beta \approx \alpha$ ，于是在下游水位附近式(6-7)变为

$$J_B \approx \frac{\sin \alpha}{\cos \alpha} = \operatorname{tg} \alpha \quad (6-8)$$

可见，在下游水位附近心墙中的逸出水力比降最大。再考虑心墙坡比 m 、坝高 H 与底宽 L 三者间的关系，可以得知最大出逸水力比降与平均水力比降呈以下近似关系：

$$J_{B \max} = \operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{m} \approx 2.5 \frac{H}{L} \quad (6-9)$$

式(6-9)表明，最大出逸水力比降约为2.5倍的平均水力比降。同时表明，心墙愈陡，出逸水力比降愈大。式(6-9)近似地表明了坝体施工质量均匀的条件下，逸出水力比降与平均水力比降的关系。这一粗略的概念，对一位土坝设计师而言，还是有一定的参考价值。

3. 土体的抗渗强度

如上所述，渗流控制的主要任务之一是保证地基及建筑物的渗透稳定性。即设计的土工建筑物应满足以下要求：

$$J \leq J_{\text{允许}} \quad (6-10)$$

式中 J ——地基或土工建筑物中实际会出现的水力比降；

$J_{\text{允许}}$ ——土壤的允许水力比降，即允许抗渗强度。

各类土抗渗强度的确定原则和方法，在三、四章中已有详细阐述。

二、土工建筑物及地基渗透破坏的产生与发展过程

土体在渗流作用下的剥蚀、冲刷、流土和管涌，都是先开始于渗流出口，继而向内部发展，直达上游进口，最后形成渗流通道。故对渗透破坏有时也统称管涌。图6-3是土体渗流破坏机理的模

型试验示意图。土样选自黑龙江省南部引嫩工程的分散性土，颗粒组成中原级配缺乏 $0.01 \sim 0.005\text{mm}$ 的粒径组，而且小于 0.005mm 的颗粒含量低于30%，所以是种级配不连续的土。虽然是粘性土，但在纯净的蒸馏水中可以分散成原级颗粒，所以渗流水为纯净的蒸馏水时渗透破坏具有管涌的性质。由于土中 $<0.005\text{mm}$ 的颗粒呈灰色，如果从土骨架中带出后，剩余部分的土体颜色变成土骨架的颜色。细颗粒尚未带出的土体，仍然保持原有的颜色，因此可以从透明的仪器壁观察到土样渗透破坏的发生和发展过程。为加速土样的渗透破坏，在土样中预先制有 $\phi 1.0\text{mm}$ 的针孔。试验用水为蒸馏水，以利于粘土颗粒分散成原级颗粒，能反映出连续结构的特性，从而可使细颗粒从土的孔隙中流失。图中线条4为管涌向上游发展的边界线，完全反映了管涌是先从渗流出口开始，并继续向上游发展的机理^[12]。

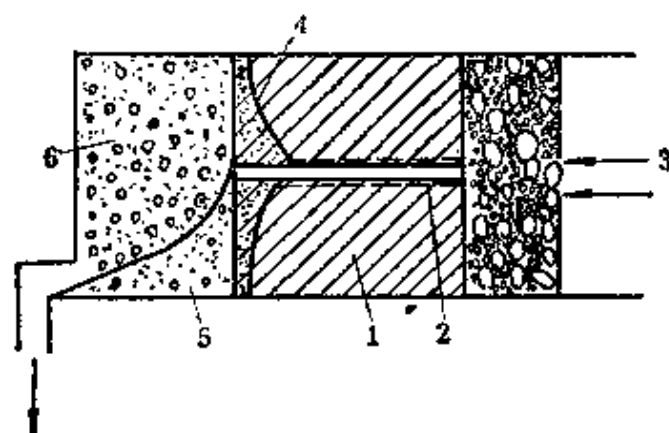


图 6-3 渗透破坏机理模型试验

1—土样；2—针孔；3—流向；4—管涌发展线；5—反滤淤积高度；6—反滤， $D=0.5 \sim 1.0\text{mm}$

同样对国内遭到渗透破坏的一些工程实例的调查结果，均表明渗流破坏都是首先从渗流出口无反滤保护的地方开始，最后发展到上游表面与库水相连通^{[30][50]}。

这一问题可以河南省玉马水库为例作进一步阐明。

玉马水库最大坝高50m，坝顶高程454.0m，为粘土斜心墙坝，心墙土料的塑性指数为15.8%，压实干密度 1.66g/cm^3 ，渗

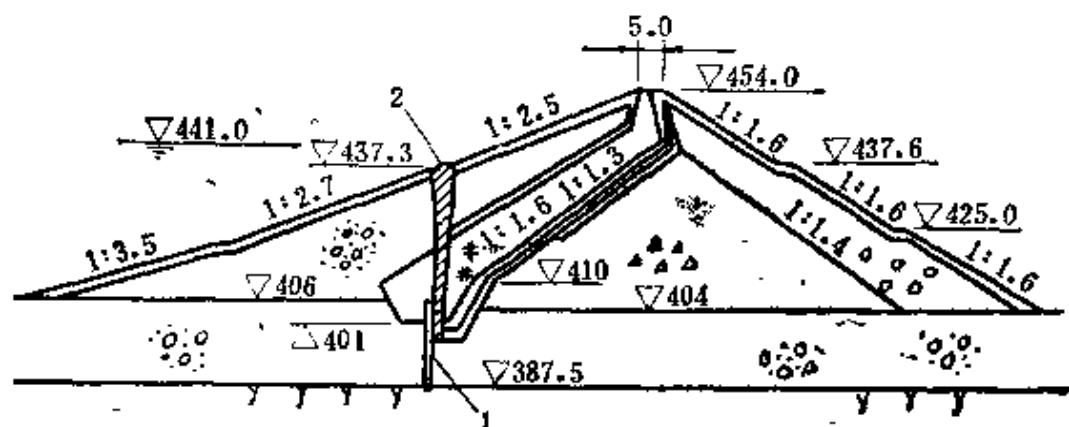


图 6-4 玉马土石坝渗流破坏示意图0+185.4

1—混凝土防渗墙; 2—漏管

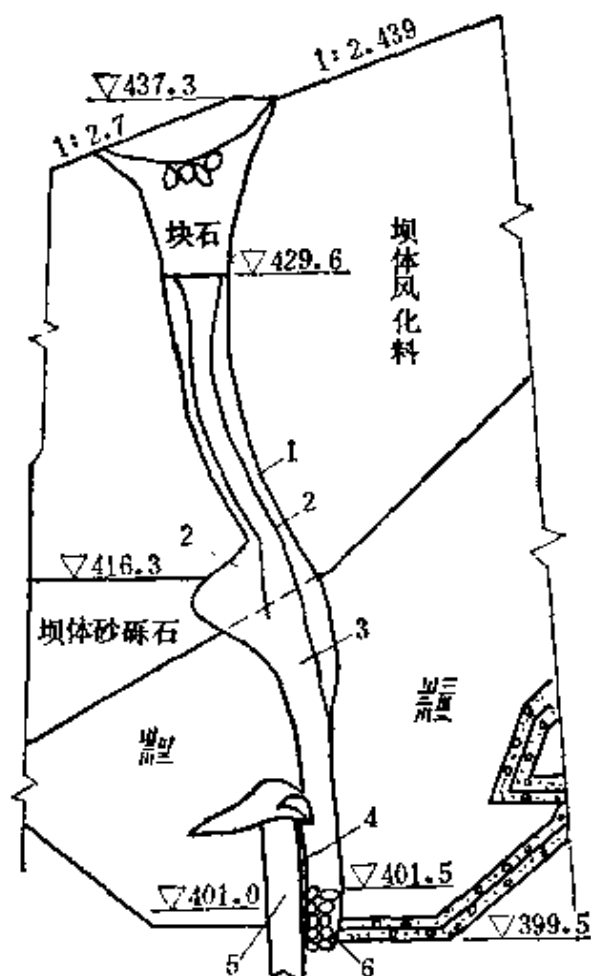


图 6-5 玉马土石坝塌坑及漏管剖面图

1—漏管管壁; 2—松软风化料; 3—风化料夹砂砾石; 4—粘附的心墙粘土;
5—混凝土防渗墙; 6—集水井卵石

透系数 $K < 1 \times 10^{-6} \text{cm/s}$, 坝壳由砂砾石, 风化片麻岩及安山岩渣等料组成。坝基砂砾石复盖层厚24m, 用混凝土防渗墙防渗, 并插入心墙4~5m。

大坝于1976年竣工, 7月开始蓄水, 翌年8月前库水位达427.1m, 随后库水位又迅速上升至439.0m, 至11月稳定至441.0m, 此时坝前相应水深37m, 一直维持到1988年3月, 其中440m水位下共持续8个月。4月初水库水位降至435.7m高程时, 发现上游坝坡有一塌坑, 坑口平面直径8.5m, 深3.2m, 坑底直径1.6m, 呈漏斗形。经开挖, 下部土质松软, 呈一漏管, 并垂直深入直到坝基砂砾石层表面399.5m高程, 全深37.1m。漏管始终靠近防渗墙顶部, 稍倾向下游, 管内充填物是心墙上部的非粘土料。漏管进入心墙后管身变得较圆, 直径缩小至1m左右, 紧贴混凝土防渗墙的下游壁进入砂砾石地基, 如图6-4所示。漏管穿过的地方, 混凝土墙面仍粘附着0.3~0.5m厚的心墙粘土料, 表明心墙与混凝土防渗墙的连接质量较好, 不属接触渗透破坏。见图6-5。漏管以外粘土密实, $\rho_s = 1.60 \text{g/cm}^3$, 开挖后发现了以下两个问题。

1) 漏管底部为一施工时遗留的集中井。井用漂石干砌而成, 孔隙很大, 面积 1m^2 , 高1.8m, 井顶部压一块混凝土板, 井的四周有一壁靠混凝土防渗墙, 其它三个壁直接与心墙接触, 无反滤。漏管从东测进入集水井并与砂砾石地基相连接。

2) 就地浇筑的混凝土防渗墙连续性差。靠集水井东侧1.0m, 高程401m, 低于井的顶部0.5m处, 混凝土墙上有一孔洞, 最大宽度10~30cm, 可见深度30cm, 为2号洞。另在高程403.3m, 距井中心2.4m处还有一长20cm, 宽3cm, 可见深15cm的一号洞, 1、2号洞之间有细缝相连接, 开挖后均有渗水逸出。

以上情况表明, 心墙渗透破坏的原因, 首先是大孔洞的集水井使心墙失去了反滤保护, 其次是混凝土墙上的孔洞为渗透破坏提供了水力条件。当时作用于防渗墙上的水头为40m, 防渗墙上的2号孔洞距井的最短距离为0.8m, 可以得知, 由2号洞到集

水井的平均水力比降高达50。尽管心墙土料的粘性好，与混凝土墙的结合也较紧密，但因集水井旁无反滤，2号洞中的渗流以短路进入集水井时由漂石孔隙中带走了心墙土料，并继续向顶部发展，最后形成垂直形的漏管。估计其它地段混凝土防渗墙上难免还存在孔洞，但因在渗流出口无带走心墙土料的条件，因此未能导致心墙的渗透破坏。

至今尚未发现心墙在渗流出口有良好的反滤层保护的情况下遭到渗透破坏的工程实例，也从另一方面说明渗流破坏开始于渗流出口。

由上述可知，无论是水力比降的分布，或是模型试验中观察到的渗透破坏的开始和发展过程以及工程破坏实例，均阐明了渗流出口是渗流场中最薄弱的部位，是渗流控制的重点。这里所指的渗流出口是广义的，不仅指渗流在下游的逸出段，还包括坝体中渗透系数相差百倍以上，水力比降骤然减小甚至全部消失的一切与下游相连通的土层结合面。如防渗体与堆石体，铺盖与砂卵石地基等的结合面。

三、渗流控制的基本原理与方法

堤坝及地基渗流控制的主要任务可归结为三点，一是减少渗漏量；二是提早释放渗透压力，保证地基与其土工建筑物有足够的静力稳定性；三是防止渗透破坏，保证渗透稳定性。通常采取的相应工程措施也有三个方面。一是做好防渗工作；二是排渗，尽早释放渗透水流，以降低渗透压力；三是用反滤层保护渗流出口，直接防止渗透破坏。在现代坝工渗流控制的设计中，为适应工程本身的特殊性，有时需加强某一措施，但是均不否认防排结合是坝工界公认为经济面安全的最优工程措施，一般都是依照防、排和保护渗流出口三结合的原则。

（一）防渗

防渗的方法是在地基或坝体中利用弱透水材料筑防渗体以截断渗流，减少渗透流量，同时起到消减坝体或坝基其它部分水头的作用，以防止坝体和坝基的渗透破坏。值得注意的是土质防渗

体本身也有发生渗透破坏的可能，从而导致土工建筑物在运行过程中产生破坏。早期防止土工建筑物渗透破坏的方法，大多采用透水性小、粘粒含量高的土填筑防渗体，并加大厚度，以期减小水力比降。目前由于渗透计算理论与土的渗透变形理论的发展，大家认识到土的渗透破坏可以由反滤层直接防止。于是防渗体的任务变为以防渗为主，其本身的渗透稳定借助反滤层的保护。

坝基和坝体的防渗措施，由于工作性状各异，因而具体作法也不尽相同，而且措施又多种多样。这将由另节详加介绍。

（二）排水减压

排水是一种疏导的方法，将透水良好的材料预先有计划地布置于地基与坝体的一些水力比降较大的部位作为排水体，使渗流提前释放压力，并通过排水体自由地排向下游，以保证建筑物整体的安全性。反滤层是近代排水体中的主要组成部分，这使排水设施不仅能排水减压，同时能直接防止由于排水而引起的渗透破坏，使排水体的功能更加完善。

从工程的有效管理和运用角度而言，不希望渗透水流在坝基和坝体中以大的水力比降长期缓慢的随意流动，宁愿有计划的较早较快地排向下游，以防后患。排水措施的作用就是有意识地集拢渗流水，使之通畅地流出坝体和地基以外。加之增加了反滤层后其排水功能更加完善，所以成为当前渗流控制中极其重要的措施。如均质坝的现代坝型，常在坝体内设置一道垂直排水，并与底部的褥垫排水相衔接，以起到截断通过坝体渗流的作用，使下游坝体保持无渗流状态，以利于坝体的整体稳定。又如心墙和斜墙等防渗体下游面的反滤层，实际上也是一道专门的排水体，并兼有滤土的功能，不仅能有效地控制通过防渗体的渗流，而且可以防止坝体发生的各类渗透破坏，如裂缝的渗流冲蚀，水流出逸面的接触流土等。此外，在地基方面，对上部有不透水或弱透土层覆盖的深厚双层地基，往往由于承压水流，在坝的下游渗流逸出处造成地基流土破坏，对此采用减压井或透水盖重的方法排水减压，也是防止这类地基渗透破坏的有效措施。排水可以有效地

起到保证大坝整体稳定的作用。

(三) 反滤层保护

如上所述,反滤层是防止土体发生渗透破坏的有效措施,因同时具有排水性能,所以也是排水体的主要组成部分,是土质防渗体不可缺少的助手。由于具有滤土和排水的两重性能,既可以防止局部的渗透破坏,又可保证大坝的整体稳定,因而成为渗流控制中一项极其重要的措施。除汲水和减压井中的反滤层外,现代反滤层,一般多采用天然砂石料,有时只需作少量的筛选加工,以满足反滤要求。过去规定采用均匀材料,而现在则广泛采用级配料,但都需满足以下要求:①反滤层本身应是非管涌土;②与被保护土之间的层间关系应满足反滤准则;③渗透系数一定要大于被保护土;④粗颗粒部分应该是坚硬、耐水、不易风化;⑤填筑时不易粗细分离。关于反滤层的设计原理和方法,详见第五章。

第三节 土石坝坝基渗流控制

坝基有岩基和非岩基两大类,非岩基也称透水地基,对二者的渗流控制,结合国内外工程实例,分述如下:

一、透水地基

对透水地基的渗流通常采用垂直和水平两种控制手段,具体措施有:

- 1) 设置截水槽;
- 2) 浇筑混凝土防渗墙或设灌浆帷幕;
- 3) 铺筑上游水平防渗铺盖;

其中,1)、2)为垂直防渗,3)为水平防渗。

(一) 设置截水槽的方法

1. 截水槽的开挖深度

我国在60年代以前对深度小于10m的透水地基多用截水槽截断地基中的渗流,透水地基深度超过10m时,由于施工能力的限

制，采用上游铺盖防渗的方案。从60年代开始，主要采用混凝土防渗墙。在国外，地基的开挖深度较大，最大深度达82m，其特点多将心墙直接置于开挖后的基岩上，以心墙代替了截水槽。如美国的马蒙斯湖（MaMonthpool）坝，加拿大麦加（Mica）坝，和土耳其的凯朋（Keban）坝等最大挖深40余m，心墙从基岩开始，按等抗渗强度的要求一直到坝顶。加拿大下诺奇（lower Notch）坝，由于覆盖层很深，为减少开挖方量，采用了上宽下窄的截水槽方式，最大开挖深度82m，截断了强透水地基。

理论和实践表明，截水槽至少应深入到坝基的相对隔水层，否则防渗效果较差。如甘肃省黄洋河土坝，是座心墙边坡为1:1的厚心墙坝，坝高52m，河床砂砾石覆盖层最大厚度14m，采用截水槽防渗，但在主河槽有一段未挖到隔水层，因汛期来临就进行了回填，心墙后的碎石坝壳与地基之间又未设置反滤层，造成隐患。大坝1960年建成蓄水，62年当坝上水头达26m时坝后渗流出现浑水，当水头达39.5m时渗流量达150L/s，含泥量达7%。随后在下游坝坡距坝轴线46m处出现大的塌坑，正好在心墙坡脚处，是地基渗流向碎石坝壳逸出的部位。表明坝基砂砾石在心墙坡脚处被渗流带入碎石坝壳，使地基不断遭到破坏。随后心墙坡脚也遭渗流破坏，大量粘土颗粒带出坝体以外，最后导致坝坡产生塌坑，严重危及大坝安全。1972年又在心墙部位兴建了一道混凝土防渗墙，截断了砂砾石层与基岩相衔接。

对于高土石坝，截水槽不仅要置于基岩上，而且要作好基岩的处理工作。

2. 截水槽的底宽

如上所述，国外的高土石坝，心墙都直接置于基岩上，心墙断面多数都是按等抗渗强度的概念设计的，即沿不同的高程心墙的平均水力比降都是相等的，所以，底宽尺寸较大。如界伯奇（Gepatsch）坝，是一座对称型的中央心墙堆石坝，坝高153m，心墙边坡1:0.125，河床砂卵石层厚达25m，基岩为片麻岩，清

除了河床砂卵石层，心墙直接与基岩相连接，底宽40.8m，平均水力比降3.7。又如上述凯朋坝，为中央心墙坝，最大坝高212m，其中包括45m深的河床覆盖层。清除河床覆盖层后心墙由顶到底按1:0.167的边坡直达基岩面，底宽70m，平均水力比降3.3。

我国土石坝的情况是地基截水槽的最大开挖深度20m，都是呈上部宽下部变窄的形式，底部与基岩接触宽度多为4~12m。如湖北省的道观河水库，大坝为粘土心墙坝，坝高38.8m，心墙边坡1:0.42。河床砂砾石覆盖层厚13.8m，基岩为花岗岩，截水槽与基岩相连接，底宽4.0m，1968年建成并投入运行。个别坝的截水槽底宽甚至更小，如湖北省的水淹土坝，是座均质坝，坝高42.95m，库容5.76亿 m^3 ，1970年建成并投入运行。坝基砂砾石层仅3.0m，基岩为泥质页岩，坝基采用截水槽防渗，下部底宽只有2.5m，坝高与底宽之比高达17.2。

截水槽的底宽如何设计，目前尚无明确的理论依据，主要依据是工程经验数据。土的抗渗强度理论、土与岩面的接触冲刷试验结果及工程实践表明，截水槽的底宽更大程度上决定于岩石面的裂隙发育情况、土与岩面结合的紧密程度以及填土的渗透稳定性质。如果对岩石表面的裂隙进行了处理，土的抗冲蚀能力强，而且又与岩面呈紧密结合状态，则截水槽虽然采用了较小的底宽，仍然可以保证渗透稳定。所以当前在高土石坝的兴建中并不象过去，过份重视底部宽度，而首先注意和强调的是岩面的处理及土质心墙与岩面的紧密结合问题。

表6-1列有我国一些土石坝截水槽的深度底部宽度，同时列有几座国外目前心墙底宽最小的土石坝心墙的底部宽度。表中表明，坝高与截水槽底宽之比变化于6~12之间，变化范围较大。

3. 截水槽与基岩的连接问题

截水槽与基岩的结合面是最容易产生渗透破坏的部位，破坏形式有两种，一种是防渗体在基岩面向裂隙中剥蚀；另一种是沿接触面方向产生冲蚀。剥蚀的条件是①土体湿化崩解能力强；②基岩很破碎或有溶洞，大的泉眼，防渗体有湿化崩解的条件。如

果岩石裂隙中的渗流不断冲走剥蚀后的土颗粒,则剥蚀不断向上部发展,最终会导致防渗体的破坏。产生接触冲蚀必须具备的条件是防渗体与岩面结合不好,沿接触面产生集中渗流。防止接触面渗透破坏的措施有:①加大截水槽的底宽,或在截水槽底设置一道高1~2m的混凝土齿墙,目的都是为了加长渗径,减小接触渗透水力比降;②在基岩面先浇一层混凝土板,再回填粘土;③在岩面喷一层厚约10cm的混凝土,除起到封堵基岩裂隙的作用外,还可以防止软弱岩层的风化;④在岩石完整,裂隙不发育的岩面直接铺填粘性较大的防渗土料;⑤将截水槽下游面的反滤层延伸到基岩内约0.5m,防止土与岩石结合面的渗流冲蚀。

以上各种措施中的第一种,特别是设混凝土齿槽的方法,增加了施工的难度,反而不易保证土与岩面的紧密结合,另外在短齿墙附近局部应力增加很大,有些地方应力减小,使截水槽与基岩面容易脱开,造成水力劈裂的条件,目前已不采用。对第二种方法是有争议的,认为浇混凝土盖板并不好,岩石与混凝土板之间容易脱开,填土与岩面之间不需要增加一层刚度较大的盖板。目前的趋势是建在坚硬完整基岩上的土石坝,不需作混凝土盖板,也不作专门的灌浆处理,直接在基岩表面铺筑粘性较好的土料。在填筑的土料方面,要求在与基岩接触处,除选用一层塑性指数较高的土料外,同时使土料在填筑含水量高于最优含水量2%~5%的条件下压实,使填土能与岩石表面相粘结。若为砾质土,需严格限制砾石含量,要求小于0.1mm的颗粒含量必须大于40%,而且至少是中塑性土。我国的经验是在填土与岩面之间先填筑一层水泥含量占10%的水泥土,再回填心墙土。其优点是水泥土在初期能很好的与岩面相结合,还可以起填充细裂隙的作用,后期可以有较高的抗冲蚀强度。室内试验结果,抗冲蚀流速2m/s以上,在防止接触冲蚀方面有良好的效果^[50]。在河南省的陆浑、鲇鱼山等水库,土坝截水槽与岩面之间均采用了这种结合方式。

在高土石坝方面,如我国台湾省的石门坝,坝高133m,是座心墙坝,心墙的上下游边坡均为1:0.25,地基覆盖层厚23m,

表 6-1

一 些 工 程 截 水

大 坝 名 称	水 头 坝高H (m)	截 水 槽 或 心 墙 底	
		覆盖层厚度 (m)	底 宽 L
辽宁大伙房	$\frac{48}{49.2}$	4~6	6
辽宁柴河	$\frac{38}{42}$	5~6	5
河北岗南	$\frac{58.4}{63.0}$	8~16	5~12
河北岳城	$\frac{48.1}{55.5}$	18~20	8
河南陆浑	$\frac{50}{55}$	10	6~8
河南鲇鱼山	$\frac{34.1}{37.5}$	8~10	6
河南窄口	$\frac{68.9}{77.0}$	13	12
湖北三河口	$\frac{52.6}{55.0}$	10.5	6
湖北道观河	$\frac{35.3}{38.8}$	13.8	4
美国托马斯顿	$\frac{42.5}{44}$	10	3.5
美国斯威夫特	$\frac{152.3}{156}$	65	18.0
苏联萨阳斯克	$\frac{\quad}{236}$		35

槽 的 底 部 宽 度

部 尺 寸 (m)		$\frac{H}{L}$	坝 型	建成年份
边 坡				
上 游	下 游			
1:1	1:1	8.2	窄 心 墙	1958
1:1	1:1	8.4	窄 心 墙	1974
1:2	1:2	12.6~5.3	斜 墙	1969
1:1.5	1:1.5	6.9	均 质	1970
1:1	1:1.4	9.2~6.9	斜 墙	1965
1:0.5	1:0.5	6.3	窄 心 墙	1972
1:1.3	1:1.3	6.4	心 墙	1972
1:0.7	1:0.7	9.2	窄 心 墙	1960
1:0.5	1:0.5	9.7	心 墙	1968
		12.5	心 墙	1961
1:1.5	1:1.5	8.3	心 墙	1958
		6.7	斜 心 墙	

心墙直接与基岩连结。基岩为砂岩，裂隙较发育，为防止裂隙渗流冲刷心墙底部，在基岩中进行了浅层铺盖灌浆。

防止心墙与岩面接触冲刷的另一重要经验是重视心墙后的反滤层，将反滤层一直延伸到基岩表面以下，至少深入基岩0.5m。反滤层可以起到减小接触流速，防止土颗粒带到下游的作用，从而保证接触面的渗透稳定。其结构形式如图6-6所示。

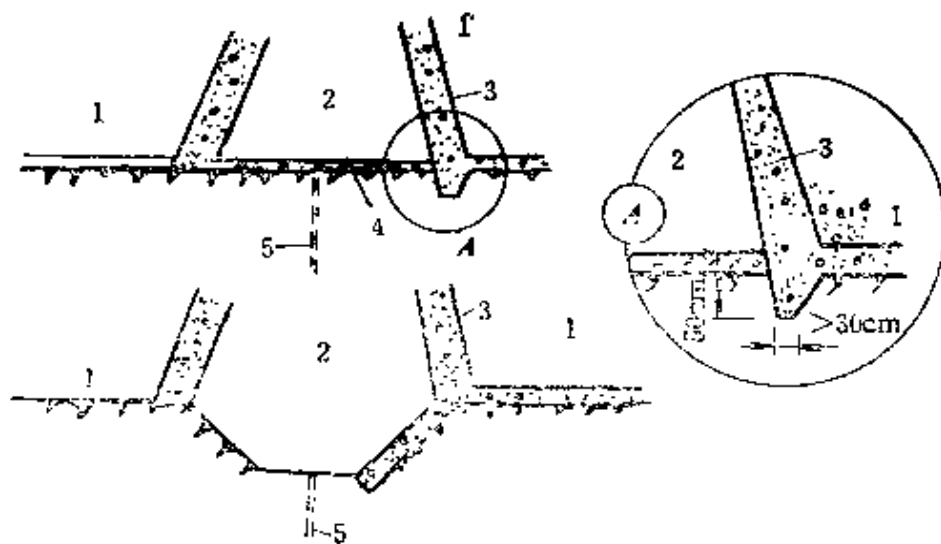


图 6-6 反滤层防止心墙接触冲刷的措施

1—坝壳；2—心墙；3—反滤层；4—水泥浆处理的接触面；
5—帷幕灌浆

(二) 混凝土防渗墙

中国于1958年在山东省青岛月子口水库试验混凝土防渗墙成功以后，这种防渗结构成为砂砾石地基上渗流控制的主要措施。到目前为止，国内已建成混凝土防渗墙60多道，总截渗面积30多万 m^2 ，最大造墙深度65.5m。据不完全统计，世界各国在水利水电工程中已建成深度在40m以上的永久性混凝土防渗墙总共约31道，其中我国就占14道，占45%，居世界各国之首位。造墙方式除月子口采用柱列式管柱外，其它工程均为槽孔式。

国外自50年代初期开始建造圆孔柱列式防渗墙，广泛使用还是始于60年代，以后在造孔形式上也有采用槽孔式的。当前世界上最深的防渗墙是加拿大马尼克3号(Manic-3)坝的混凝土防渗墙，深131m，由两道墙组成，各厚0.61m，中心距3.2m。

槽深小于52m时用抓斗造槽孔，深度大于52m时采用连锁管柱法。

80年代以前，国内兴建的混凝土防渗墙，大多数采用以下指标：墙厚0.8~0.9m，抗渗标号大于B₁，渗透系数 $K < 1 \times 10^{-6}$ cm/s，28天的抗压强度为8.0~12MPa，抗压弹模 2×10^{-7} kPa左右。工程实践表明，满足上述指标的混凝土防渗墙，都有良好的防渗性能，基本上截断了坝基渗漏，使下游河床水位普遍低于地表以下，北京密云水库就是典型一例。

密云水库总库容43.75亿m³，白河主坝坝高66m，坝顶高程160.3m，是座壤土斜墙坝，坝顶长957.5m。河床为透水性很强的砂砾石层，渗透系数 $K = 0.35 \sim 1.04$ cm/s，最大深度44m，渗流控制以混凝土防渗墙为主，墙厚0.8m，基岩的渗透性控制在 $\omega \leq 0.2L/(\text{min} \cdot \text{m} \cdot \text{m})$ 。是我国第一道槽孔形的混凝土防渗墙，1960年建成投入运行后防渗效果非常显著，到1972年，河床水位由97.5m下降到79.0m，降深一般在15m左右，墙后剩余水头 < 4%。尽管当时运行水位距水库最高设计水位相差10m，由于下游水位的大幅度下降，使防渗墙承受的水头实际达到了68 m^[30]。同样，北京西斋堂及十三陵水库，防渗墙建成后下游河床水位都有明显下降，降深达5~10m。

我国混凝土防渗墙与大坝的连接均采用插入防渗体的形式，效果良好，尚未发现墙与防渗体之间有接触渗透破坏问题。表6-2列有一些大坝混凝土防渗墙插入大坝防渗体中的长度。

1. 混凝土防渗墙设计中的关键问题

玉马、西斋堂、密云几座大坝防渗体和铺盖渗透破坏的工程实例表明，用防渗墙控制地基渗流的关键部位并不是防渗墙的插入深度，而是墙后防渗体与砂砾石地基相接触的渗流出口，特别是防渗体与砂砾石地基及混凝土防渗墙三者的共同结合部位，心墙或斜墙的渗透破坏往往先从该部位开始，继而呈垂直向顶部发展，致使防渗体产生垂直向的漏管，遭到渗透破坏。西斋堂土坝防渗铺盖的破坏实例充分说明了这一问题。

表 6-2 混凝土防渗墙在大坝中的插入长度及接触渗径长度

坝名	坝高 H (m)	大坝防渗形式	墙厚 m	插入深度 L (m)	防渗墙 接触渗径 L (m)	防渗墙 最大深度 (m)	$\frac{H}{L}$	$\frac{H}{L}$	建成年份
毛家村	80.5	心墙	0.8~0.95	9.0	18.8	32	8.9	4.3	1962
玉马	50	斜心墙	0.8~1.0	4~5	10.8	24	10	4.5	1976
月子口	26	斜墙	0.6	2.0	4.6	18	13	5.7	1958
密云	66	斜墙	0.8	6.0	12.8	44	11	5.2	1960
西高堂	58	斜墙	0.8	5.0	10.8	48	11.6	5.4	1974
柴各庄	16	斜墙	0.8	2.8	6.4	19	5.7	2.5	1964
南谷洞	73.5	斜墙	0.8	4.2	9.2	43.3	17.5	8.0	1969
察尔森	40.8	厚心墙	0.55	4.0	8.5	20	10.2	4.8	1983

西斋堂水库坝高58m, 坝顶高程470m, 是座重粉质壤土斜墙坝, 地基砂砾石层的最大厚度48m, 用混凝土墙防渗, 防渗墙紧靠斜墙趾部, 并用短铺盖相衔接, 墙厚0.7~0.8m, 插入铺盖长度5m。混凝土墙的施工程序如下:

先在河床表面铺两层反滤, 上部第一层为粗砂, 最大粒径10mm, $d_{20}=0.4\sim0.5\text{mm}$ 。第二层为最大粒径小于100mm的河床砂砾石, $d_{20}=2\sim3\text{mm}$, 不均匀系数 $C_u=30\sim35$, 反滤层无论是等效粒径或不均匀系数都是满足要求的, 而且有足够的安全量。反滤层铺好后填筑铺盖, 并作为兴建防渗墙的施工平台。墙建成后理应清除铺盖和上部混凝土墙, 重新铺筑墙附近的反滤层及铺盖, 再进行地面立模浇筑上部混凝土墙。但实际只清除到415.6m高程, 尚保留了下部1.1m厚的铺盖及就地在槽孔中浇筑的混凝土墙, 为工程留下了隐患。

大坝1974年建成蓄水, 当年库水位升到453.10m, 由于混凝土墙的防渗性能很好, 下游河床地下水位大幅度降低, 直至低于斜墙底部表面9.0m。水库一直蓄水运行到1978年4月, 库水位最高达457.6m, 防渗墙承受的最大水头为52m, 相应的水力比降为65。7月份库水位降落后, 在上游发现了两个大的塌坑。一号坑位于桩号0+243m, 在高程为430.0m的坝脚平台上, 塌坑沿坝轴线方向呈椭圆形, 轴距 $9.5\times7.0\text{m}$, 塌坑中心深3m。2号坑桩号0+160, 较1号坑偏上游3.5m, 高程约低1m, 直径2.5m, 深0.3m。两个塌坑下部是漏管, 垂直向下, 由坝壳砂石料充填。开始认为塌坑是防渗墙插入防渗体的深度不够, 墙土之间产生接触冲蚀造成的。为查清原因, 对两个塌坑分别进行了大面积的开挖, 最后查明1号塌坑位于混凝土墙的下游侧, 2号塌坑位于上游侧, 并查清了渗透破坏的真实原因, 不是墙土之间的渗径长度不足, 而是残留的1.1m高的混凝土墙的弱点及缺陷所造成。并得出了以下经验:

(1) 就地浇筑的未清除的上部混凝土墙浇筑质量差 开挖后可以看到槽孔中就地浇筑的混凝土存在两个问题: ①在两个浇

筑导管之间的混凝土，局部地方槽孔泥浆不易排挤干净，墙中存在上下游方向的夹泥缝，并有渗水逸出；②两期槽孔之间的接头处夹泥较厚，墙与墙之间结合不紧密，存在接头缝，有渗水逸出。

(2) 防渗墙接头缝中的集中渗流冲走了斜墙底部的反滤层。大开挖结果是1号塌坑正沿混凝土墙的接头缝方向垂直向下形成漏管，靠漏管出口接头缝的最大宽度4~6cm，为第一层反滤 d_{85} 的8~10倍，并一直延伸到反滤层以下进入砂砾石地基。该处反滤层已被接头缝中渗流所冲走，破坏范围0.2m×0.3m。斜墙破坏范围5.3m×1.5m，大于反滤层的破坏范围，但粘土都是从反滤破坏处流失，并灌入砂砾石地基深达2.5m，而反滤层完整部位尽管斜墙已破坏，但砂砾石层中并无粘土淤灌痕迹。很明显，渗流先从接头缝中带走了反滤层，然后大量粘土从反滤层破坏处流失。分析塌坑的原因及形成过程是接头缝较宽，夹泥松软，加之防渗墙上部承受的水头又最大，渗流先冲蚀了接头缝中的泥皮，接着破坏了反滤层，使斜墙失去了保护，遭到了渗流的冲蚀，并在重力的作用下垂直向上部发展，最后形成漏管，坝表面出现塌坑。图6-7是西斋堂土坝1号塌坑示意图。

(3) 地下水位大幅度的下降是斜墙底部受冲蚀的又一原因。水库建成后由于防渗墙良好的渗流控制作用，使下游地下水位下降近10m。这种情况下，斜墙下部，地下水位以上防渗墙中的接头缝夹泥及墙外的泥皮易干缩，使墙与地基及接头之间产生缝隙，导致夹泥层的抗渗强度降低，在高水头作用下遭受冲蚀。混凝土墙下游面的开挖结果清楚地说明了这一问题。开挖后发现，墙体与斜墙粘土结合不紧密，斜墙底部二次回填结合面以下，墙土之间留有一条泥皮干缩后的水平洞，高度距底部0.9m，洞径4~6cm。1号塌坑处墙上接头缝中的泥皮被冲蚀，留下了4~5cm的孔洞，渗流呈射流状由孔中逸出。就是在该部位缺失了斜墙下部的反滤层，可以肯定是被孔洞中的水流所冲蚀。

下游水位大幅度下降给斜墙带来了另一问题，使斜墙趾部的

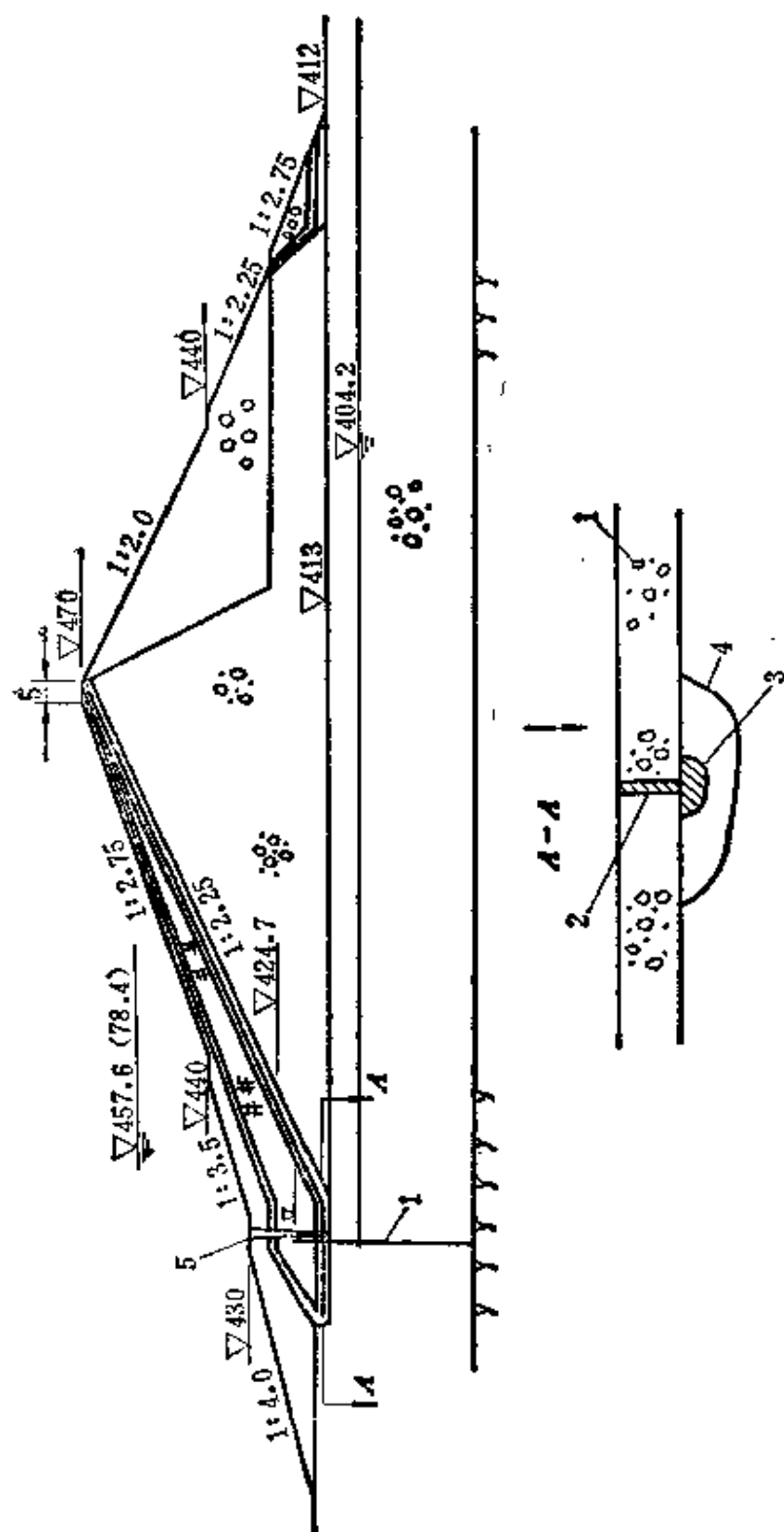


图 6-7 西沓堂土坝渗流破坏示意图 (1号塌坑)

1—混凝土顶; 2—墙上接头缝4~6cm; 3—反滤层破坏面积;
4—斜坡出口破坏范围; 5—渗流管进口

渗流垂直向下，下部反滤层一旦破坏，将在重力和渗透力的联合作用下斜墙加速破坏，很快会形成垂直向上的渗漏管道。

因此认为，混凝土防渗墙对砂砾石地基的渗流控制是非常成功的，但不能忽视如何保证防渗墙、砂砾石地基与大坝防渗体三者连接处防渗体的渗透稳定问题。

2. 保证防渗墙、地基与大坝防渗体接头处渗透稳定的几种有效方法

工程实践表明，墙与防渗体之间采用插入式的连接方式是行之有效的，目前采用的插入深度是安全的，尚未发现因插入深度不够而引起接触渗流导致防渗体渗透破坏的工程实例。关键问题是防渗墙、地基与大坝防渗体三者的接头处，下面介绍当前行之有效的施工和连结方法。

(1) 保证施工程序，达到施工质量 插入防渗体的混凝土墙，应在地面立模浇筑，待墙建成后再铺填保护防渗体的反滤层，然后填筑防渗体。

(2) 加厚反滤层 特别是靠近防渗墙的部位，防渗体下部与砂砾石相衔接的反滤层，厚度至少应在1.0m左右。

(3) 作好防渗墙上游面的反滤层 防渗体的底部在防渗墙上游也要铺好反滤层，以防防渗墙接头缝中的高速水流带走上游防渗体底部的土颗粒。

(三) 上游水平铺盖防渗

铺盖防渗是砂砾石地基上渗流控制的一种有效方法。即在坝的上游沿河床表面铺设相对不透水的土层，其作用是加长地基渗径长度，减小渗流的平均水力比降及下游出逸水力比降，同时可起到控制坝基渗流量的作用。铺盖一定要与坝身防渗体相连接。

50年代我国有一大批水库采用了水平铺盖防渗的方案，其中许多水库至今运行正常。特别是建于多砂河流上的水平铺盖，随着运行时间的延长，效果愈加明显。如河北西大洋水库，坝高54.3m，总库容10.71亿 m^3 ，是座均质土坝，坝基砂砾石层厚16~18m，采用铺盖防渗。铺盖长172m，加上不透水的坝底宽度

196.1m, 地基水平防渗长度为水头的 8 倍。1960 年建成, 1961~1970 年铺盖淤积厚达 8m, 防渗性能显著改善, 至 1990 年渗漏量减少了 80%。图 6-8 为大坝断面图, 图 6-9 为渗流量逐年减小的过程线。

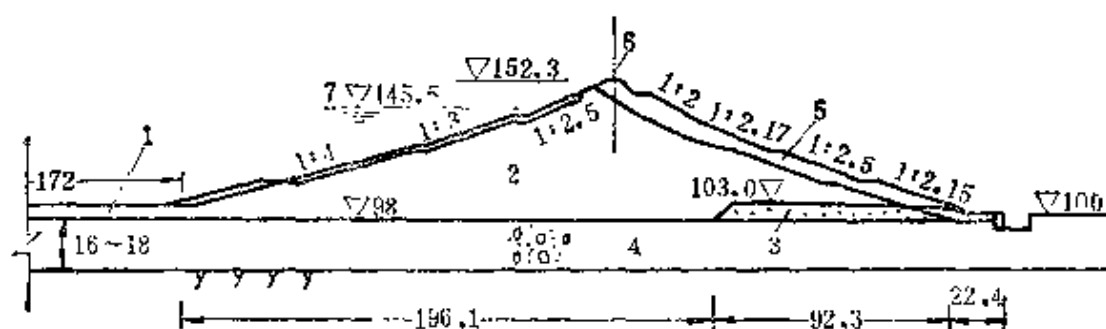


图 6-8 西大洋土坝断面

1—铺盖; 2—壤土坝体; 3—褥垫排水; 4—砂砾卵石地基; 5—石
 渣; 6—新坝轴线; 7—设计水位

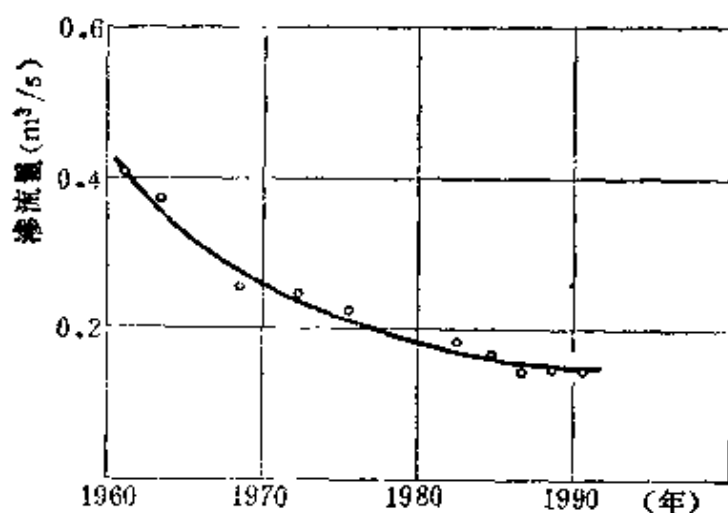


图 6-9 西大洋水库渗流量过程线库水位125.0m

当河床覆盖层很厚, 难以采用垂直防渗, 或覆盖层厚度在 100m 以内, 但河谷开阔, 垂直防渗造价太高, 采用铺盖防渗时渗漏损失不影响水库发挥正常效益, 此时铺盖防渗仍然是一种经济而有效的方案。

如巴基斯坦的塔贝拉 (Tarbela) 坝, 坝型为斜墙坝, 坝高 147m, 长 2736m, 建筑在厚达 183m 的砂和砾石的冲积层地基

上, 地表以下24m为细砂和含砂的漂砾石, 平均渗透系数为 $2 \times 10^{-2} \text{cm/s}$, 24~34m一层为含砂漂砾石间有架空, 平均渗透系数 $4 \times 10^{-2} \text{cm/s}$ 。从34~90m为砂层, 平均渗透系数 $1 \times 10^{-2} \text{cm/s}$ 。坝基砂砾石层的管涌水力比降为0.20。经过各方面的比较, 最后采用了超长铺盖防渗方案。铺盖长度按控制坝基水平水力比降不超过0.066确定。最大铺盖长度2590m, 约17倍的坝上水头。铺盖厚度从端部到300m处均为1.5m, 到上游坝脚变为12.8m, 成抛物线形增加, 使铺盖本身承受的水力比降沿铺盖长度方向的任何点上都小于15。

大坝1974年7月开始蓄水, 运行以后在铺盖上曾发现和修复了400多个塌坑。1976年在大坝上游护坡发现一个 $6.1\text{m} \times 4.9\text{m}$ 的塌陷区, 对此挖了一个12m深的探井进行了塌坑情况调查, 结果认为, 塌坑本身已经稳定。但从安全出发, 在该地段作了灌浆处理。1978年以后逐渐稳定, 至今一直正常运行。它是高坝在深厚的砂砾石地基上铺盖防渗的新典型。

40多年的工程实践为我们在坝基铺盖防渗的设计、施工和运行管理方面提供了以下宝贵经验。

(1) 铺盖的渗透系数 要使铺盖发挥良好的防渗作用, 使坝基渗漏量有较大的减少, 铺盖的渗透系数应小于 10^{-8}cm/s 的数量级。

(2) 铺盖的长度 应大于10倍的水头。因为大多数砂砾石地基为架空结构, 细料含量少, 透水性强, 允许抗渗比降多在0.1~0.2之间, 只有保证铺盖长度具有10倍的水头, 地基中的平均水力比降才能满足0.10的要求。

(3) 铺盖必须与下游排水设施联合作用 排水设施包括排水反滤体、排水盖重及减压井。若为斜墙坝, 一定要作好斜墙趾部与河床连接段的排水反滤层, 以保证渗流由坝基进入透水坝壳时, 能通畅的排向下游, 且不带走地基的细颗粒, 也不会冲蚀斜墙趾部。地基是双层结构, 表层透水性小于下层, 水库蓄水后下层地基往往是承压的, 此时应校核地基在坝脚处的整体渗透稳定。

性，若上部土层不能满足整体渗透稳定的要求，则需设减压井或加排水盖重。

(4) 作好地质勘探工作 一定要先查明地基土层的分布及渗透系数的大小，为排水措施的设计提出可靠的依据。

(5) 设计好铺盖下部的反滤层，保证裂缝自愈 铺盖是种薄板结构，加之河床表面往往起伏不平，各段承受的水头大小也不相同，因此铺盖在运行初期产生裂缝是难免的。铺盖产生裂缝后，很容易产生渗透破坏。实践表明，如果铺盖与河床表面土层之间有良好的层间关系，即使铺盖产生了裂缝，也不会发生渗透破坏，铺盖裂缝对坝基渗流控制不会带来大的影响。根据上述经验，今后在兴建铺盖时一定要校核与地基结合面的层间关系，若地基土层颗粒组成较粗，透水性强，则在铺盖与地基之间应设置过渡反滤层。

(6) 保护表面防止裂缝 在含砂量少的河流上采用铺盖防渗时，在铺盖表面应铺一层砂或砂砾石层，一方面起保护作用，防止产生裂缝，另一方面，一旦铺盖产生裂缝，可以起淤灌裂缝的作用，防止扩大和发展。

(7) 尽量避免放空水库 放空水库后铺盖易产生干缩裂缝，造成再次蓄水时的水力劈裂。在运行中若发现铺盖有异常现象，可直接采用水中抛土或抛砂的方式进行处理。

(8) 铺盖裂缝的处理 最好向裂缝中灌土灌砂，或表面堆填挖土，让蓄水后裂缝产生自愈。开挖回填的方式，容易在回填土周围产生新的裂缝。若采用开挖回填的方法，回填土应当采用较小的密度，土性不宜过粘，以中低塑性为好。如发现铺盖产生塌坑，开挖回填时应先填筑一部分砂砾料，或中粗砂，然后再回填粘土料。

二、岩石地基的渗流控制^[51]

土石坝岩基灌浆标准来源于混凝土坝，早期一些高土石坝总是要对基岩沿坝线进行深孔灌浆，而且排数多为2~3排，要求能形成一道防渗帷幕，以截断岩基中的渗流。随着土石坝建设经验

的丰富和发展,对岩基灌浆的目的和作用的认识也在不断深化。目前认为,土石坝岩基的渗流控制主要是防渗和保证渗透稳定,无需考虑坝基扬压力和坝的抗滑问题,其控制标准应当不同于混凝土坝。因此,近年来有些规范对灌浆标准作了一些新的规定,比混凝土坝明显放宽,规定以 $\omega \leq 0.05 \text{ L}/(\text{min} \cdot \text{m} \cdot \text{m})$ 为标准。同时,有些专家也发表了许多这方面的论著,如澳大利亚的霍斯伯(Houlsby)根据多年实践经验认为,当水头小于60m时,土石坝岩基灌浆的标准可用 $7 \sim 10 \text{ Lu}$ [$\omega = 0.07 \sim 0.1 \text{ L}/(\text{min} \cdot \text{m} \cdot \text{m})$],而且单排就可满足要求。其中小值用于河床部位,大值用于两岸水头较小的部位^[52]。总的来看,对土石坝岩基灌浆的目的和标准地认识仍在继续深化。

工程实践及渗流计算分析表明,在防止基岩的渗漏损失方面,除岩溶及特别缺水的地区之外,一般情况下,中等高度的土石坝,只要岩石的单位吸水量 $\omega \leq 0.1 \text{ L}/(\text{min} \cdot \text{m} \cdot \text{m})$,防渗就可满足要求。 $\omega = 0.1 \text{ L}/(\text{min} \cdot \text{m} \cdot \text{m})$ 相当于10Lu单位,按照常用的渗透系数来表示,即为

$$K \approx 1.5\omega = 15 \text{ m/d} = 1.7 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$$

显然,这一标准已属弱透水的范围,如果平均水力比降为5,则流速 $v = 8.5 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$,500m长的坝段,单位深度坝基的总渗漏量也只是 $q = 0.425 \text{ cm}^2/\text{s}$ 。不会影响水库的蓄水能力。我国的一些中低坝,当岩基的 $\omega \leq 0.1 \text{ L}/(\text{min} \cdot \text{m} \cdot \text{m})$ 时一般都不作灌浆帷幕,防渗效果很好。如河南省的陆浑水库,大坝为粘土斜墙坝,坝高55m,坝顶长710m。坝基砂卵石层厚8~12m,渗透系数 $K = 0.11 \sim 0.46 \text{ cm/s}$,用粘土截水槽防渗,截水槽与基岩接触面的宽度6~8m,平均水力比降6.9~9.2。基岩为安山玢岩,上部10m范围内裂隙发育, $\omega = 0.05 \sim 0.5 \text{ L}/(\text{min} \cdot \text{m} \cdot \text{m})$,以桩号0+730~0+940段裂隙最发育, $\omega = 0.3 \sim 0.5 \text{ L}/(\text{min} \cdot \text{m} \cdot \text{m})$ 。基岩并未曾灌浆。水库蓄水后坝基渗漏量很小,因而下游水位降至地表以下2~3.5m,坝基渗流呈潜流。表6-3列入了我国一些土石坝岩基灌浆情况工程实例。

表 6-3

国内土石坝防渗灌浆处理工程实例

坝 名	所 属 地	坝 高 (m)	基 岩 岩 性	基岩灌浆 前 ω [L/(min·m)]	帷幕防渗 标准 ω [L/(min·m)]	帷幕深度 (m)	基岩接触 带最大平 均比降	建成年份
大伙房	辽 宁	48	花岗岩		0.05	16		1957
柴 河	辽 宁	42	花岗岩, 片麻岩, 闪长岩	>1.0	0.1	5~20		1974
大风口	辽 宁	43.5	安山集块岩	>0.1	未灌浆		7.3	1973
龙 潭	辽 宁	29.5	砂岩, 页岩	0.4	未灌浆		5.9	
龙 屯	辽 宁	26	粗粒花岗岩	0.3~0.7	未灌浆			1975
张家咀	湖 北	62	片麻岩等	0.2~0.01	未灌浆		4.1	1976
南 山	浙 江	72	流纹斑岩		未灌浆		1.9	1979
松 涛	海 南 岛	80.1	花岗岩, 石英砂岩		0.03~0.05	20	均质坝	1970
南 水	广 东	80.2	石英砂岩, 泥质粉砂岩及页岩		0.03	15~25		1971
石头河	陕 西	114	绿泥石, 云母石英片岩		0.02~0.05	65		1981
陆 浑	河 南	55	安山玢岩	0.05~0.5	未灌浆		9.2	1965

至于高土石坝，在岩基防渗方面目前各国也无严格的标准。如苏联125m高的萨尔桑格（sarsang）土石坝，最大水头113m，基岩为中侏罗纪火山沉积岩系，岩性为玢岩，凝灰角砾岩和凝灰砂岩，虽然无明显的层理，但构造块大，裂隙发育，透水性强， $\omega > 0.1L/(\text{min} \cdot \text{m} \cdot \text{m})$ 的区域占55%以上，心墙座落在基岩上。灌浆帷幕的设计标准为 $\omega \leq 0.05L/(\text{min} \cdot \text{m} \cdot \text{m})$ ，实际灌浆检查结果，达到 $\omega < 0.1L/(\text{min} \cdot \text{m} \cdot \text{m})$ 标准的地段占75%，而达到 $\omega \leq 0.05L/(\text{min} \cdot \text{m} \cdot \text{m})$ 标准的地段只占45%。显然，对基岩渗流起控制作用的标准实际上应是 $\omega < 0.1L/(\text{min} \cdot \text{m} \cdot \text{m})$ 。该坝于1976年元月投入运行。

在保证渗透稳定方面，岩基渗流控制的要求一般有两个内容，一是防止基岩中的软弱岩层、泥化夹层及断层破碎带的渗透破坏，以免威胁大坝安全。二是防止基岩裂隙渗流冲蚀大坝防渗体，不使防渗体遭受破坏。到目前为止，由于一般岩石的渗透破坏影响到大坝安全或失事者尚无工程实例。但是基岩裂隙渗流对大坝防渗体的冲蚀，往往会导致大坝的失事。

软弱岩层、泥化夹岩及断层破碎带的渗透破坏，在土石坝中并不突出。它的破坏形式主要是表面的流土或剥蚀以及沿强透水接触面的接触冲蚀。无论何种渗透破坏形式，都是不仅要有带走土颗粒的渗流出口，而且出口是临空无保护的。这种情况在土石坝中是很少见到的，因此一般不是渗流控制的重点，重点是后者。所以，当前高土石坝岩基灌浆的趋势是简化帷幕灌浆，重视基岩表层的接触灌浆，保证靠近防渗体部位的基岩中具有较小而且均匀分布的水力比降，或小的渗透流速，使防渗体土料免遭岩基裂隙的渗流冲蚀，同时可以起到控制上部软弱岩层渗流冲蚀的作用。

美国的J·L谢拉德明确地指出，“土石坝的岩基若为花岗岩等良好的岩石时则不需要灌浆，如地质条件不好需要灌浆，也不需按形成帷幕的要求来设计灌浆的排数和孔数，灌浆的目的主要是为封堵基岩中大的裂隙和孔洞，可以采用单排孔，而且孔

距可以加大,对灌浆后地基的单位吸水量也不需加以严格的限制”。这实际上是对当前土石坝工程岩基渗流控制方面实际情况的总结,工程实例不少。如波托迪莫罗土石坝,坝高85m,坝基为良好的板岩,未作帷幕灌浆,只作了排水系统。加拿大245m高的麦加坝,是一座斜心墙坝,心墙穿过45.7m厚的覆盖层置于基岩上。基岩主要岩性是云母片岩和花岗片麻岩,大致呈 $20^{\circ}\sim 30^{\circ}$ 的倾角向下游倾斜,岩石强度,片岩仅为14MPa,有许多小断层,多数充填着硬而脆的断层泥。基岩主要采取了低压灌浆,钻孔深9m,布置呈 $6\text{m}\times 6\text{m}$ 的网格形,对张开裂隙灌注了泥浆或混凝土。又如摩洛哥高93.5m的毛雷尤赛夫土石心墙坝,坝基岩石主要为水平层粒状玄武岩,岩石透水性变化于 $\omega=0.01\sim 0.1\text{L}/(\text{min}\cdot\text{m}\cdot\text{m})$ 之间,表层进行了接触灌浆,下部只采用单排灌浆,而且孔距较大。灌浆孔深60m,孔距达到10m,仅在断层相交处将孔距减小为2.5m。大坝已正式运行近20年^[61]。

由于基岩的浅层接触灌浆是沿整个防渗体底面积全部布置的,所以有时也称铺盖灌浆,还有称作固结灌浆的。据统计,已建高土石坝中有70%~80%的基岩作了接触灌浆,孔深变化于3~15m之间,具体深度根据坝的高度和基岩破碎程度而定。防渗标准多为 $\omega=0.1\text{L}/(\text{min}\cdot\text{m}\cdot\text{m})$,即10Lu单位。如日本高102m的大内坝,河床覆盖层厚30~40m,心墙底部全清除了覆盖层,直接置于基岩上。基岩为凝灰岩,渗透系数在 $10^{-3}\sim 10^{-5}\text{cm}/\text{s}$ 之间,接触灌浆标准为10Lu单位,保证率为80%^[61]。

第四节 土石坝坝体渗流控制

土石坝坝体的渗流控制至今日臻完善,主要表现是从坝体结构方面充分的体现了防渗和排渗相结合的原则。分区坝将大坝分为防渗和排渗两个部分,防渗体主要起防渗作用,透水坝壳起排渗作用,防渗透排渗之间设反滤层过渡。这种结构形式不仅可以保证防渗体的渗透稳定性,而且大坝的整体稳定性都得到了明显

提高。

据统计资料所载，100m以上高土石坝的大力发展开始于60年代，60年代以前总共只有12座，现在已发展到210多座，最大高度达335m。到现在为止，尚未发现100m高度以上的大坝发生严重事故，更无失事实例。从防渗土料的性质和填筑标准的要求看，并没有提高。相反，防渗土料的用料范围更加广泛，防渗标准还有所降低，断面有所减小。进一步分析大坝安全度所以得到提高，就坝体而言，主要原因是坝型变为以心墙或斜心墙坝为主体，少部分是斜墙坝。表明了分区坝起到了有效控制渗流的作用，使大坝的安全度有了显著提高。

本节主要阐述坝体渗流控制的防渗原理，包括防渗材料的选择，防渗体尺寸的决定原则。关于排渗方面详见反滤层的设计一章。

一、防渗土料的要求

早期要求防渗土料应是纯粘性土。因为它具有较低的渗透系数和较高的抗渗强度，所以称为优质土。以防渗而言，代表性指标是渗透系数，过去要求防渗土料的渗透系数应小于 1×10^{-6} cm/s，然而从减小渗漏量的角度来看，一般并不需要这样小的渗透系数。渗透系数所以规定这样小，其主要原因是认为渗透系数小的土料本身就具有高的抗渗强度，这表明指标中已包含了抗渗强度的因素。

实践表明，纯粘性土作防渗材料反而有许多不利因素：①土料难找；②天然含水量往往高于最优含水量，施工难度大；③压缩变形量大，用于高土石坝时，在防止产生裂缝方面不如其它土料；④一旦产生裂缝，抗冲刷能力显著降低，甚至不如砾质土料，而且裂缝愈合能力差。目前对防渗土料的基本要求如下：

（一）防渗性能

从防渗的角度，如果防渗体的渗透系数能达到小于 1×10^{-6} cm/s的要求，计算可知，通过防渗体的渗漏量是很小的，完全可以满足防渗的要求。另外渗透系数若能满足此一要求，还可以

高土石坝防渗体渗透系数实际控制的情况

表 6-4

坝 名	国 家	坝 高 (m)	坝 型	防 渗 土 料 特 性					土料类别	渗透系数 (cm/s)	允 许 平均水 力比降	建成 年份
				颗粒组成(%)			稠 度					
				<70 (mm)	<0.074 (mm)	<0.005 (mm)	液 限 (%)	塑 性 指 数				
高 瀬	日本	176	心 墙	94	43	12	17.8	无塑性	花岗岩 化料	1×10^{-4}	2.0	1978
克瑞乌斯克	希腊	163	心 墙		75	30	27	8	粉质粘土	5×10^{-4}	2.5	1962
斯维福特	美国	156	心 墙	92	12	4.0		5	砾质砂壤土	$1 \times 10^{-6} \sim 10^{-5}$	1.8	1958
御母衣	日本	130	心 墙	95	7	4.0	35	5	混合土料	1×10^{-4}	2.6	1960
岩 屋	日本	127.5	心 墙	90	21		29.6~ 43.6	7.2~ 21.8	风化层	1×10^{-4}	3.6	1975
七 仓	日本	125	心 墙	93	11	8.0	20.3	无塑性	角砾混合土	1×10^{-4}	2.0	1978
牧 尾	日本	106	心 墙	100	48	14	40-70	16-20	火山灰粉砂 夹砾石	$4 \times 10^{-4} \sim$ 4×10^{-5}	3.5	1961
马特马克	瑞士	120	厚斜墙	90	12	4.0				$10^{-4} \times 10^{-6}$		1964
熬瓦里斯	苏联	102	心 墙	90	57	23			砾质壤土	1×10^{-4}	2.0	
买 苏 尔	瑞典	101	心 墙	100	24	5.0	27	5	冰碛土	$2.8 \times 10^{-4} \sim$ 5×10^{-6}		1962

保证土料的颗粒组成内部结构是稳定的，本身具有良好的整体渗透稳定性。以粗粒土作防渗体时，为保证渗透系数能达 10^{-5} cm/s数量级，同时有较高的抗渗比降，在美国规定粗粒土中小于0.074mm颗粒的含量应大于13%。按我国的经验，小于0.1mm的颗粒含量应大于25%、小于70%，在这范围内为最优级配。表6-4列入了一些工程实例，阐明防渗体目前实际的用料情况，其渗透系数多在 $10^{-5} \sim 10^{-6}$ cm/s范围内。

(二) 抗渗强度

在正常情况下，一般纯粘性土的抗渗强度都要大于其它各类土。但是一旦产生裂缝，除分散性土外，各种类型的弱透水性土，都具有接近相同的抗渗强度，有时砾质土、冰碛土和风化料的抗裂缝冲蚀及裂缝自愈的能力往往高于纯粘性土。多年的工程实践表明，土石坝防渗体的抗渗强度，更大程度上受裂缝的控制。根据目前的技术水平，对防渗体不可能设计成绝对不产生裂缝，同时也没有必要要求绝对不产生裂缝。反之，关于防止裂缝的渗流冲蚀，以及如何保证裂缝能自愈却是防渗体的设计中必须考虑的问题。在此应特别引起重视的是，分散性土一旦产生裂缝，其抗冲蚀的能力很低，目前很少直接用来作高土石坝的防渗体。现在都趋向于优先采用含一定粗颗粒的弱透水性土，因为这类土不仅有小的压缩性，而且抗冲蚀和裂缝自愈能力要强于纯粘性土。对1970年以前各国已建和在建的100m以上高度的土石坝，防渗体用料情况的统计结果，粗粒土占70%。近二十年来，高土石坝防渗体的土料，主要是一些含砾石的土，包括冰碛土和风化料。

我国1989年建成的高101m的鲁布革堆石坝，就是直接采用坝址附近的砂页岩风化料作为防渗体。这种风化料经开采后含有一定的细颗粒，随开采深度的加大，细颗粒含量减少。试验结果表明，母岩为砂页岩之类的风化料，具有较高的抗冲蚀和裂缝自愈的能力，当土中 <0.1 mm的细颗粒含量大于30%时，按常规的压实标准压实后，土体就将具有小于或等于 10^{-5} cm/s数量级

的渗透系数。在裂缝自愈方面，细颗粒含量小于40%时自愈能力最强，其抗冲蚀流速可达100cm/s以上。图6-10是鲁布革风化料的渗透系数、抗渗强度与细料含量之间的关系。试验水流方向向下，渗流出口位于水下并无反滤层保护^[53]。

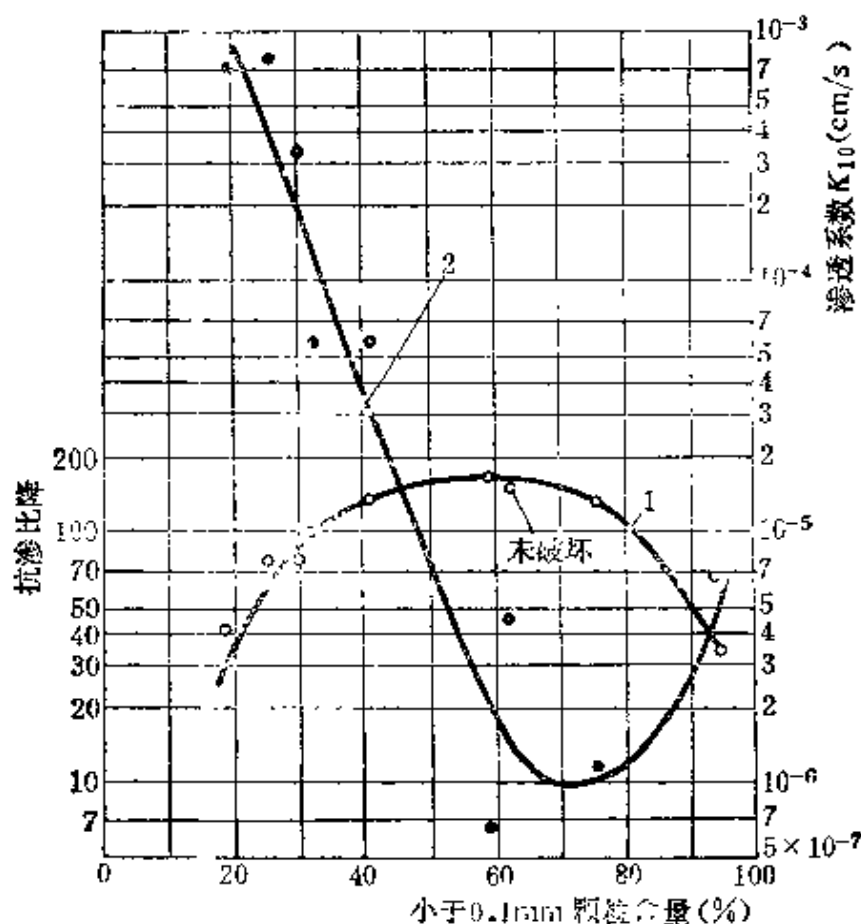


图 3-10 细粒含量与抗渗比降 J 、渗透系数 K_{10} 的关系
1—抗渗比降；2—渗透系数

图6-11是世界上一一些著名的高土石坝防渗体土料的颗粒组成曲线，表明了当前高土石坝防渗体土料以砾质土、冰碛土及风化料为主的特点。其中日本的御母依大坝，坝型为塑性斜墙堆石坝，高131m，斜墙是粘土及风化花岗岩的掺合料，1960年建成。由于御母依坝处于日本多雨地区，天然土料的自然含水量达30%以上，不适合于大坝填筑要求。经广泛调查和试验研究，最后选用了掺料的方法，在粘土料中掺入了风化花岗岩。为满足压实含水量的要求，风化花岗岩的掺量最大达80%以上。图中瑞典的买苏

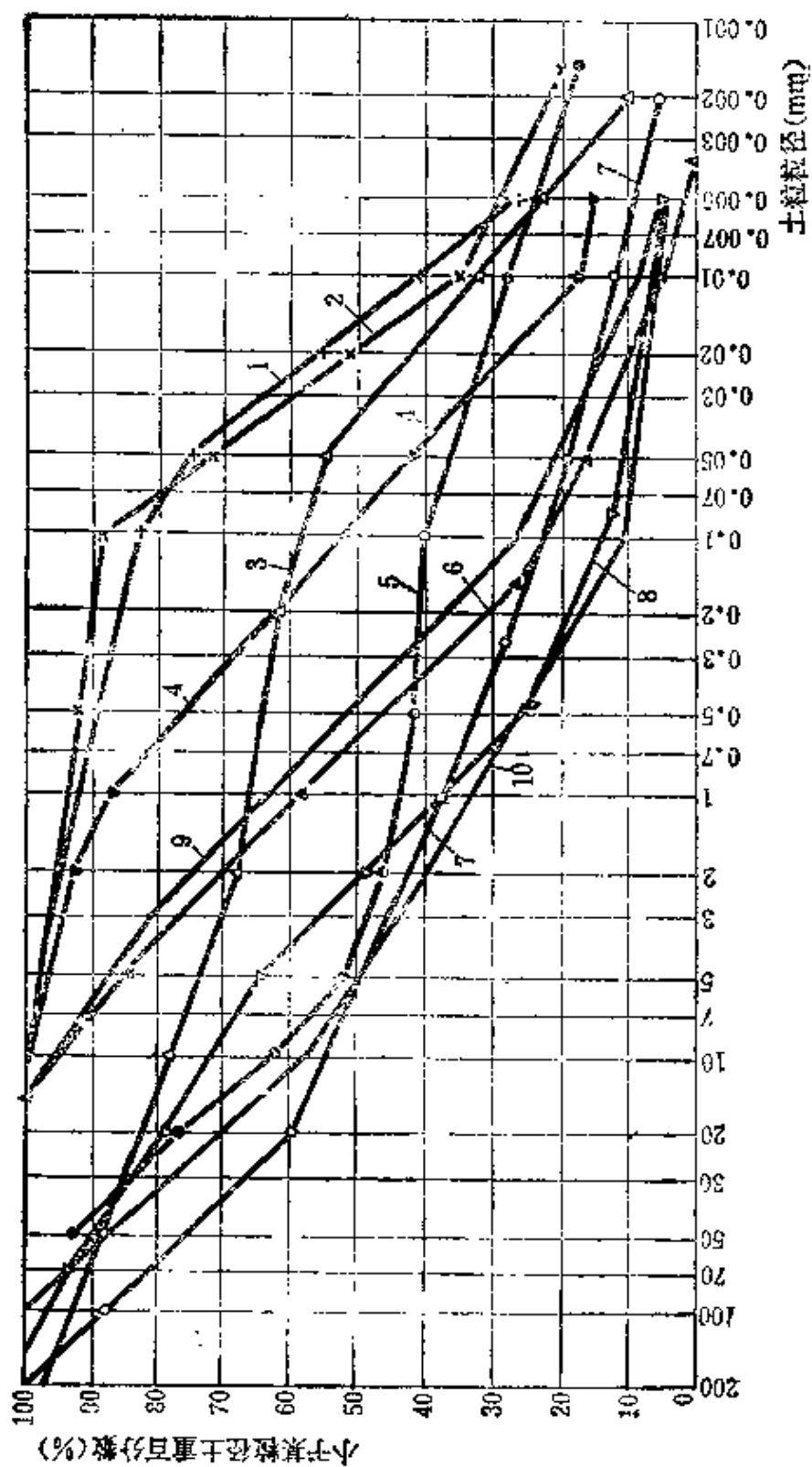


图 6-11 已建土石坝防渗土料颗粒组成的变化范围

1—英菲尔尼罗; 2—萨尔桑格; 3—热瓦里斯; 4—牧尼; 5—鲁存革;
6—特兰斯米特; 7—努力克; 8—御母依; 9—买苏尔; 10—斯维福特

尔坝(Messaure)为冰碛土,我国的鲁布革堆石坝心墙为风化料。

二、防渗体的厚度

防渗体的渗径长度是表示渗透稳定程度的一项因素,厚度即代表渗径长度。渗径愈长,防渗体承受的水力比降愈小,对渗透稳定有利。如前所述,在工程设计中,渗径长度通常直接以防渗体的厚度来表示,简单、直观,并按下式确定:

$$L = H \frac{1}{\bar{J}_{\text{允许}}} \quad (6-11)$$

式中 $\bar{J}_{\text{允许}}$ ——防渗体允许的平均水力比降;

H ——坝高或作用于坝上的最大水头;

L ——与最大作用水头相对应的防渗体厚度,建在岩基上的心墙坝,为防渗体的底宽。

式(6-11)中关键因素是 $\bar{J}_{\text{允许}}$ 的取值,目前仍以工程经验为基础,认为它能综合地反映目前对土的渗透稳定性质认识的程度和设计及施工工艺水平。随着土的抗渗强度理论的发展,渗流控制技术的不断完善,特别是关于反滤层保护渗流出口是防止渗透破坏的首要措施的理论在认识上的深化和广泛地应用, $\bar{J}_{\text{允许}}$ 的取值相应地有了显著的提高。第四章图4-13中表明,大坝兴建的时间晚, $\bar{J}_{\text{允许}}$ 值高。60年代以后兴建的高度为220~260m的高土石坝,允许平均水力比降明显提高, $\bar{J}_{\text{允许}}=3.0$ 。当然这一允许值在不同的国家是不完全相同的。表6-5所列是对几个国家80年代以前已建的高于50m以上大坝的 $\bar{J}_{\text{允许}}$ 的统计结果,如果以保证率50%为标准,加拿大为最大, $\bar{J}_{\text{允许}}=2.8$ 。若以保证率20%为标准,墨西哥为最大, $\bar{J}_{\text{允许}}=3.91^{[54]}$ 。就少部分而言,有些高土石坝的 $\bar{J}_{\text{允许}}$ 实际上还要大于此一数值。如1963年建成的墨西哥英菲尔尼罗堆石坝,坝高148m,是当前高坝中最薄的中心心墙坝,心墙边坡为1:0.0887,底宽36m, $\bar{J}_{\text{允许}}=4.1$ 。

我国1974年建成的柴河土坝,从河床表面计算,坝高为42m,心墙边坡只有1:0.0642,比英菲尔尼罗坝还要陡,是目前世界上心墙最薄的一座坝。心墙最大厚度10m,相应的 $\bar{J}_{\text{允许}}=4.2$ 。截

表 6-5

不同国家允许的平均水力比降值

国 家	保 证 率 P (%)				
	20	30	50	70	90
苏 联	3.06	2.66	2.24	2.12	1.70
美 国	2.56	2.12	1.44	0.94	0.61
墨 西 哥	3.91	3.18	2.60	2.31	1.36
加 拿 大	3.16	2.92	2.80	1.92	0.96
日 本	3.21	2.70	2.20	1.92	1.60

水槽深5~6m,与基岩接触处底宽仅5.0m,下部的 $\bar{J}_{\text{允许}}=8.4^{[58]}$ 。

目前高土石坝中以斜墙坝最薄,斜心墙坝次之,中心心墙坝相对其它两种坝型为厚。在斜墙坝中,美国1958年建成的高度122m的布朗温里(Borwnlee)坝最薄。斜墙土料为高塑性粘土,最优含水量为20%~25%,最大干密度(1.58~1.75)g/cm³。基岩为第三纪玄武岩,结构坚硬,具有弱透水性。斜墙穿过33m厚的砂砾石层直接与基岩相衔接,与基岩结合处的最大水平宽度为30m,垂直于斜墙面(流线方向)的最大厚度只12m。按水平厚度计算, $\bar{J}_{\text{允许}}=4.1$,而按垂直厚度计算, $\bar{J}_{\text{允许}}=10.2$ 。斜心墙坝中如南斯拉夫的梯克维什(Tikves)坝,坝高113.5m,斜心墙的上游边坡1:0.3,下游为1:0.1, $\bar{J}_{\text{允许}}=5.0^{[45]}$ 。

分析土石坝的发展水平,就目前总的状况,以保证率50%计,可以认为 $\bar{J}_{\text{允许}}=3.0$,约有15%的土石坝 $\bar{J}_{\text{允许}}\geq 4.0$ 。今后薄心墙坝将会得到大力发展。一般认为,当心墙的 $\bar{J}_{\text{允许}}\geq 2$ 时为薄心墙坝。

第五节 土质防渗体裂缝的渗流控制

裂缝是土石坝中经常出现的问题。它的危害性主要表现在破坏了防渗体的抗渗强度,形成隐蔽的集中渗流通道,易造成渗透

破坏。

一、土石坝裂缝的类型及成因

土石坝的裂缝主要有干缩裂缝，冻融裂缝，滑坡裂缝，不均匀沉降裂缝和水力劈裂裂缝。干缩及冻融裂缝只发生在填土表面和坝顶部分，缝都不深，只要采取简单的保护措施就可以防止这种裂缝的产生。滑坡裂缝多出现在均质土坝或水中倒土法的填筑坝中，对大坝的安全有一定的危害性，经正确设计和精确施工是可以避免的。在所有各种类型的裂缝中，以不均匀沉降裂缝占的比重最大，研究得也最多，可以分为以下几种类型。

(1) 坝顶横向裂缝 多出现在两坝端，由于岸坡过陡、不平顺或有平台而产生，出现时间多在大坝竣工后不久。通常呈垂直状，贯穿上下游，其张开深度只有5~6m，往下因受内部应力的作用而闭合。是集中渗流的隐蔽通道，对大坝安全有一定的威胁。

(2) 纵向裂缝 多出现在坝顶或上游坝肩。斜墙或心墙坝，主要出现在防渗体与坝壳的结合部位附近。方向沿坝轴线，深度同样是5~6m左右。产生裂缝的主要原因是坝壳和防渗体之间的差异变形，或因初次蓄水时上游坝壳湿陷而引起。这方面的工程实例较多，如美国134m高的朗德巴特斜心墙坝，奥地利165m高的界伯奇心墙坝，均在蓄水初期由于不均匀沉降在坝顶产生了纵向裂缝，深度都在5m以下尖灭。纵向裂缝不会引起防渗体的渗漏，对大坝安全不会带来很大的危险性。

(3) 内部裂缝 由于岸坡或地基的不规则，高低相差悬殊，或地基的不均匀沉降较大，在坝内引起裂缝。这类裂缝至今没有好的预测方法。我们认为，内部裂缝只要不是沿渗流方向呈贯通性的，就不会造成防渗体的渗透破坏，对大坝安全没有大的影响。

还有一种裂缝是水力裂缝，是薄心墙坝发展后容易产生的裂缝，产生的原因是心墙压缩量大，而又受到坝壳的拱作用不能正常压缩，致使心墙中的铅直向压力因坝壳的拱作用而减到小于

库水压力。因此,水库蓄水后心墙中就会产生贯通上下游的水平裂缝。由于裂缝是由水压力产生的,裂缝的产生和水压力的增加呈同步,因而多半伴随着心墙的渗透破坏,对大坝的安全威胁最大。如英国48m高的巴特海德坝,美国93m高的堤堂坝,都是由于心墙和截水槽的水力劈裂而导致心墙的渗透破坏和大坝的失事。

二、防渗体裂缝的防止措施

防渗体裂缝渗流控制技术的发展过程,可以说经过了两个阶段,第一阶段是以防为主,即防止裂缝的产生,不出现冲蚀土体的集中渗流。第二阶段是发展为防和排相结合,即一方面采用适当措施,防止裂缝的产生,另一方面是在下游面采取反滤保护,一旦产生裂缝,排除渗流,防止冲蚀裂缝。

(一) 防渗体不均匀沉降裂缝的防止措施

防止不均匀沉降裂缝的方法有两种,一种是提高土的压实标准,减小沉降量;另一种是控制一定的压实标准,提高压实含水量,增加防渗体适应不均匀变形的能力。工程实践表明,两种方法都取得了良好的效果。

1. 防渗土料的粘粒含量、压实标准及允许的沉降量

50~70年代,在防止防渗体裂缝方面采取了两项措施,一种是尽量选用粘粒含量较高的粘性土,认为粘粒含量愈高,适应变形的能力强,不易开裂,同时抗渗透破坏的能力强。这些特性在渗透系数方面的反映是 $K < 1 \times 10^{-6} \text{cm/s}$ 。所以,80年代以前国内兴建的土石坝,防渗材料都是采用细粒粘性土。二是采用较高的压实标准,减小沉降量,因而许多土石坝的防渗体未出现裂缝。如50年代兴建的49.2m高的大伙房水库,心墙土料为粉质粘土,粘粒含量36%~42%,塑限含水量18%~22%,塑性指数17%~21%。设计是以 $2000 \text{kN} \cdot \text{m/m}^3$ 的压实功能能达到的干密度为心墙填筑标准。实际采用的干密度为 1.70g/cm^3 ,含水量17.4%~18.0%,比塑限含水量低4%。竣工后18年的观测资料表明,心墙累积沉降量仅4.6cm,不到坝高的0.1%,心墙未发现裂缝,运行良好。

许多工程由于采用了较高标准，大坝竣工并运行一定年分后沉降量均较小，如101m高的碧口土石坝，运行6年后心墙沉降量为8.5cm，占坝高的0.08%。坝高80.1m的海南岛松涛水库，是座均质土坝；竣工后23年的沉降量4.7cm，占坝高的0.06%。这些土坝都没有发现裂缝，更无裂缝渗流^[36]。

以后的工程实践表明，在防止裂缝的产生方面同样存在最优压实标准问题，在这一压实标准下不仅施工方便，工程造价低，大坝竣工后的沉降量也不致引起防渗体的不均匀沉降裂缝。

如60年代建成的云南省毛家村心墙土坝，坝高80.5m。坝壳料选用坝址附近的弱透水砾质土，心墙土料是专门选用距坝址11km的南方红粘土料，粘粒含量高达50%以上，天然含水量达25%~36%。初期规定心墙填筑标按2000kN·m/m³的击实功能确定，填筑干密度定为1.55g/cm³，合格率为90%，填筑含水量为21%~24%，比塑限含水量低2%~5%，比天然含水量低得更多。由于标准偏高，要达到规定的压实标准，不仅需要经过大量翻晒以降低料场土料含水量，而且坝面的施工质量很难保证，压实后的土层均匀性差，塑性也差，层面结合不良，碾压过程很容易产生剪切破坏。遇水后又分层严重，加之地处多雨潮湿地区，致使填方经常返工，工程效率低，进度难以保证。后来经过对土料进行室内外的反复实践，决定将压实标准由2000kN·m/m³降为以864kN·m/m³的击实功能为标准，填土干密度降为1.51g/cm³。为了慎重，将合格率提高到95%。允许的填筑含水量相应地提高到24%~26.5%，与土的塑限含水量26%~27%相接近。从此，不仅简化了料场的翻晒任务，而且坝面填土很少出现返工现象，施工效率显著提高，质量易于保证。竣工两年半后实测坝顶沉降量为41.7cm，占坝高的0.52%，大坝及心墙同样未发现有产生裂缝的不良迹象。

国内大量的实践经验表明，在防止不均匀沉降裂缝方面同样存在最优的压实标准和允许的沉降量。总结多年的坝工经验，大坝竣工后坝顶多年的沉降量只要小于坝高的1%，心墙不会产生

裂缝^[56]。在压实功能及压实标准方面,国外趋向于以标准击实功能 $604\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}^3$ 为确定防渗体压实参数,如密度和含水量的标准。

2. 防渗体的填筑含水量与裂缝的关系

在坝工实践中经常遇到的问题之一是料场的天然含水量高于最优含水量,如果填筑标准过高,往往需要降低天然含水量以满足施工的要求,结果增加了施工工序,工程造价提高,还容易延误工期。以后各国均进行了薄心墙坝高填筑含水量的尝试,使填筑含水量大于最优含水量 $4\%\sim 6\%$,并称为高含水量或湿法填筑。实践结果认为,这种方法不仅可以解决料场土料含水量高的问题,而且有利于防止裂缝的产生,成为当前土石坝分区坝型中较有发展前途的一种方法。

湿法填筑在国内外有不少成功的实例。在我国,如70年代建成的高度 42m 的柴河土坝,是国内外最薄的薄心墙坝,心墙就是采用了湿法填筑。心墙土料为粉质粘土,液限为 $32\%\sim 45\%$,塑性指数为 $13\%\sim 20\%$,按标准击实功能计,土料最大干密度的平均值为 $1.65\text{g}/\text{cm}^3$,最优含水量的平均值 21.7% 。因料场含水量高于最优含水量,最后采用了高含水量填筑的方法。合格率为 90% 时实际填筑标准为干密度 $\rho_d=1.55\text{g}/\text{cm}^3$,相应的折减系数或称压实度为 0.94 ,填筑含水量比最优含水量高 $1\%\sim 5\%$ 。按此标准填筑的心墙,竣工时的沉降量较大,为坝高的 3% ,竣工两年,坝顶平均沉降量为 0.39m ,占坝高的 0.95% ,运行 12 年中在两坝头或最大断面处均未发现不均匀沉降裂缝。 12 年后在靠近两坝头各挖深 19m 的探井一个,专门观察高含水量填筑的心墙质量,包括均匀性、防渗性及内部裂缝的情况。观察结果,心墙填土均匀,无松软土层,也未发现因不均匀沉降而在坝头造成的内部裂缝,在整个探井剖面上表现出填土具有良好的均匀性。 19m 深的探井中有 11m 位于兴利水位以下,但在井壁未见渗流逸出,也无已经产生渗流的表现,同时表明了心墙具有良好的防渗性。

在国外,瑞典能源委员会通过 30 年的建坝经验,专门总结了

湿法填筑大坝心墙的运行情况，结论是对于薄心墙坝，高含水量低压实度的施工方法，使心墙具有小的沉降量，较好的可塑性，可以减小心墙由于较大的沉降或地基的局部沉降而在心墙中产生的拱效应，并以买苏尔(Messaure)和昔脱维尔(Seitevare)两座情况相同的大坝为例进行了全面比较，其结果列于表6-6。

表 6-6 两座大坝心墙施工含水量与竣工后的运行情况

坝 名	坝高(m)	建成年份 (年)	施 工 情 况		
			含水量(%)	压实度	压 实 机 械
买苏尔	101	1963	$w_{OP} + (4-6)$	0.95	重型履带拖拉机
昔脱维尔	106	1968	w_{OP}		10t震动碾

坝 名	沉 降 量 (cm)			观测年份 (年)	拱 效 应	坝顶长 (m)
	最大沉降量		最大坝高处 (%)			
	(mm)	占坝高(%)				
买苏尔	8	0.08	0.08	1963—1980	无	1900
昔脱维尔	11	0.22	0.12	1967—1980	有	1450

上述两座大坝都是薄心墙坝，心墙均建于新鲜基岩上。昔脱维尔坝的特点，坝轴线呈拱形向上游弯曲以防止产生横向裂缝。买苏尔坝的心墙边坡为1:0.13，心墙材料为粉质和砂质冰碛土，小于0.074mm的颗粒含量占24%，颗粒组成曲线绘于图6-11。它是在高含水量条件下施工的，由于含水量高，采用重型履带式拖拉机碾压，要求的压实度为普氏最大干密度的0.95，观测结果，施工期的孔隙水压力消散较快，沉降量较大，占坝高的2%~4%，但竣工后的沉降量很小，18年内的沉降量仅占坝高的0.08%，最大沉降量位于最大断面处。昔脱维尔坝，坝高和心墙尺寸与买苏尔坝基本相同，心墙土料同样为粉质砂质冰碛土，小于0.074mm

颗粒含量约占20%，天然含水量7%，为施工最优含水量，用10吨的震动碾压实。这种用正常方法施工的大坝，竣工后的沉降量反而较大，比湿法填筑的买苏尔坝大3倍。最大沉降量不在最大断面处，位于左岸坝高48m的地方，表明坝体内的沉降有拱效应的影响。经过仔细总结后认为，高含水量下的填筑对薄心墙坝是有许多有利的地方，而且有利于防止裂缝的产生^[57]。

高土石坝在高含水量下填筑防渗体，已经有了不少成功的工程实例。如1963年建成的英菲尔尼罗土石坝，坝高148m，心墙土料为含少量砾的粘土，颗粒组成曲线绘于图6-11。为了防止心墙产生拱效应，专门提高了心墙土料的填筑含水量，比普氏最优含水量提高了2%~6%，压实度只达普氏击实标准的0.94，合格率90%时的干密度为 $\rho_d=1.568\text{g/cm}^3$ 。1966年1月实测结果，坝顶最大沉降为37cm，占坝高的0.25%，以后一直正常运行。又如哥伦比亚1989年最新建成的高245m的瓜维奥(Guavio)堆石坝，为薄斜心墙坝，是当前世界上可数的几座高堆石坝之一，心墙也是在高含水量的条件下填筑的。心墙土料为砾质土， $<0.1\text{mm}$ 的颗粒含量占30%~45%，最大粒径50~120mm，填筑含水量高于最优含水量2%~7%，用10t的震动碾压实^[58]。

以上工程实例表明，高含水量下填筑薄的防渗体，不仅有利于多雨潮湿地区的施工，而且能保证防渗体的均匀性，具有韧性，有利于防止心墙产生裂缝。

三、心墙裂缝与填筑含水量关系的模型试验

为研究填土的压实含水量与水平裂缝的内在联系，波兰的W·伍尔斯基(Wolski)等进行了一种模型试验，模型由心墙和坝壳两部分材料组成。坝壳料可以借助预埋在下部的一块钢板装置向上移动，使坝壳材料与心墙土之间发生向上的相对位移，从而引起心墙土中产生水平裂缝。W·伍尔斯基通过30组以上的试验测定了土样含水量，相对位移量及裂缝深度三种因素间的下列关系：

①心墙中产生裂缝时，其与坝壳之间需要的相对垂直位移量与心墙填筑含水量的关系；②固定心墙与坝壳材料之间的相对位移

量, 进一步观察裂缝向内延伸的深度与心墙填筑含水量之间的关系。试验结果是, 心墙土料的填筑含水量加大, 土体适应变形的能力相应地增加, 因而使心墙土产生裂缝需要的相对位移量增大。在同一相对位移量下, 随着填筑含水量的提高, 水平裂缝向土体内的延伸深度减小。总的趋势是随着填筑含水量的提高, 心墙防止裂缝产生和阻止向深部发展的能力加强。裂缝试验的模型装置和试验结果绘于图6-12。试验土料为粉质壤土, 液限为34%~40%, 塑限为17%~20%, 塑性指数为15%~17%, 是波兰特瑞斯纳(Tresna)薄心墙坝心墙的实际使用材料。当时心墙的实际填筑含水量高于最优含水量, 其标准为 $w=1.3w_{op}$ 。进行模拟试验时特瑞斯特坝已经建成4年, 运行性状良好。

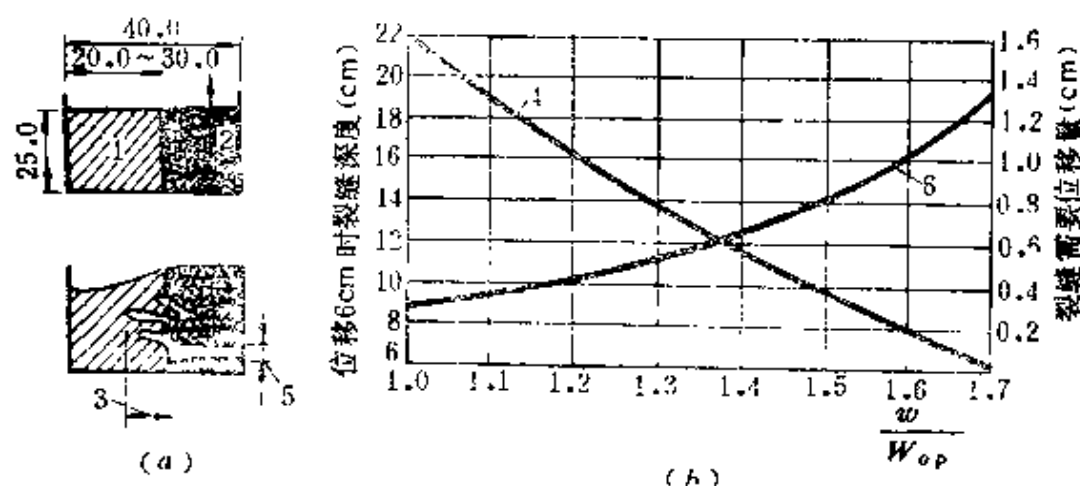


图 6-12 裂缝模型试验

(a) 试验简图; (b) 试验结果

- 1—心墙土料; 2—护壳料; 3—位移6cm时裂缝深度(cm);
4—裂缝深度与含水量比值的关系曲线; 5—裂缝需要的位移量(cm);
6—裂缝所需最小位移量与含水量比值的关系曲线

W·伍尔斯基根据大坝4年来的运行观测资料并结合上述试验结果, 进一步阐明特瑞斯纳坝心墙当时采用高含水下的填筑标准, 对防止心墙产生裂缝是有利的, 对大坝的安全运行起到了积极作用^[59]。

四、防渗体裂缝的渗流控制

工程实践表明, 尽管坝工界采取了各种防止产生裂缝的工程

措施,但是土石坝防渗体的裂缝仍然难以完全避免,它的最大危害是渗流对防渗体的冲蚀问题,若能防止渗流冲蚀,大坝同样可以照常安全运行。防渗体裂缝所以能造成渗透破坏,主要是裂缝破坏了防渗体的整体性。由第四章可知,在完整的状态下,粘性土有很高的抗渗强度,在很粗的反滤层保护下都不易渗透破坏。但是一旦产生裂缝,防渗体抵抗渗透破坏的能力大幅度降低,如果无反滤层保护,渗流可以沿裂缝很快的冲蚀防渗体,导致大坝破坏,甚致失事。这一特征以分散性土为最突出。所以重视防渗体开裂的主要目的之一是防止大坝的渗透破坏。可见,土石坝的裂缝问题归根结底属渗流控制范畴,从80年代开始,国外将直接防止裂缝的渗透破坏置于首要地位,国内对此也日益重视,对裂缝的控制措施由单纯的防止产生裂缝而发展为和有效地排出渗流相结合,使反滤层成为防止裂缝渗透破坏的有效措施^[60]。以下举几个关于裂缝渗流控制成功的工程实例和模拟试验。

(一) 工程实例

1. 加拿大马尼克 (Minic) 3 号坝

马尼克 3 号坝,坝高108m,库容104亿 m^3 ,是座厚心墙坝。心墙置于130m的深厚砂砾石地基上,底宽100m,上游坡1:0.75,下游坡1:0.25,土料为冰碛土,小于0.005mm颗粒含量占4%~15%,卵砾颗粒含量平均占5%,是一种级配很好的材料,为防止产生裂缝,坝轴线向上游弯曲,曲率半径620m。坝基用混凝土防渗墙防渗,与心墙用廊道形式连接。大坝于1975年建成,心墙压实度达97%,施工含水量超过最优含水量仅0.9%,施工质量良好。水库建成蓄水后不久,发现心墙中靠下游面的测压管水位接近库水位,在心墙中进一步打观测孔证实管水位很高,判断心墙遭到了水力劈裂,致使心墙上下游相连通。但进一步观测结果,发现在同一断面的下游反滤层中的水位却很低,这一现象说明,通过心墙的渗流量并不大,裂缝未遭渗流冲蚀。考其原因,实是心墙下游反滤层的作用。心墙反滤比较严格, $D_{15}=0.2mm$,渗透系数约为 $10^{-3}cm/s$,渗流水无法在裂缝中形成冲蚀流速,

因此，大坝一直安全正常运行。

2. 河南昭平台水库

昭平台水库，最大坝高35.5m，库容7.27亿 m^3 ，是座粘土斜墙坝。土料为重粉质壤土，小于0.005mm的颗粒含量占25%， $d_{60}=0.06\sim0.08\text{mm}$ ，填筑干密度 $\rho_d=1.76\text{g/cm}^3$ ，含水量为15.3%，低于塑限含水量，合格率高达99.9%，施工质量良好。坝壳为砂砾石， D_{20} 在1.0mm左右，与斜墙之间设一层4m厚的细砂层，其 $D_{60}=0.3\sim0.5\text{mm}$ ， $C_u=3.3$ ， $D_{20}\leq 0.2\text{mm}$ ，是比较严格的斜墙反滤层。坝基为透水地基，用粘土铺盖防渗，铺盖长158m。桩号1+300~2+100为右岸台地段，地基表层增加了一层2~7m厚的重粉质壤土层，该段在天然铺盖的基础上增设人工铺盖，长度140m，前端后1.0m，末端厚3m，并与斜墙相衔接。图6-13为1+666桩号大坝断面图。

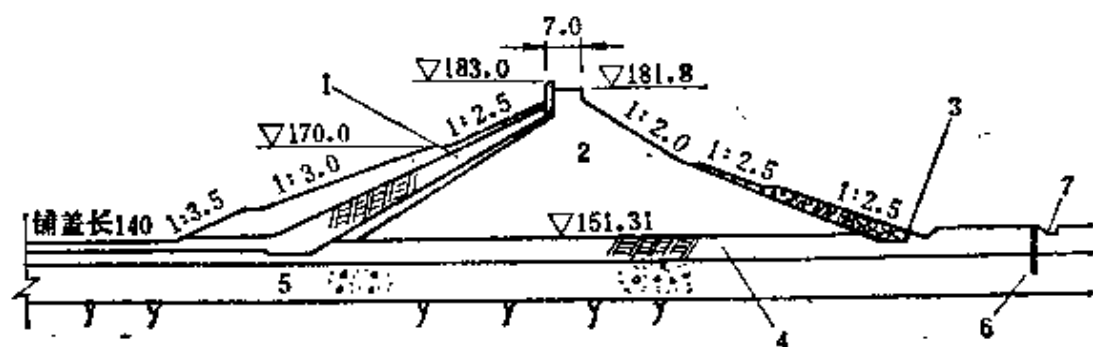


图 6-13 昭平台大坝1+666断面图

1—粘土斜墙；2—坝壳砂砾石；3—渗水逸出点；4—重粉质壤土层；
5—坝基砂砾石层；6—减压井；7—排水沟

大坝1960年基本建成，1970年投入正常运行，1979年前库水位一直低于169.0m高程，1+666断面附近坝后从未有渗水。从1979年开始，库水位超过169.0m高程的机会增加，并且一旦水库水位超过169.0m高程，坝后均出现渗水，低于169.0m高程后复又消失。如1979年九月中旬，库区连续降雨，使水库水位由限制水位167.0m迅速上涨，直到9月23日降雨停止，库水位上升至174.52m。当库水超过171.82m时，突然发现右岸台地1+666

断面附近坝后排水沟中有渗流逸出，9月26日实测渗流量 $Q=2.3\text{L/s}$ ，直到翌年3月，库水位降至167.2m时，坝后渗流才全部消失。经过分析判定，斜墙上部产生了裂缝。以后用同位素在上游坝坡进行了示踪测试，证实在1+658~1+665桩号范围内，高程169.0m附近斜墙上有渗流通道。1982年在1+666断面后排水沟中专门设置了量水堰，坝身设置三根测压管，加强了大坝的安全监测工作。

多年观测结果表明：渗水清澈，无土颗粒带出，而且渗水量呈逐次减小的规律，而坝后渗水消失时的水库水位则呈逐次升高的趋势，图6-14给出了出现坝后渗水的四个年份渗漏量与库水位的关系。图中表明，1979年坝后第一次出现渗流时再停三天后，实测最大渗流量 $Q=2.3\text{L/s}$ ，1983年下游第二次出现渗流时，在与第一次相同的库水位下减小为 $Q=1.47\text{L/s}$ ，减少了36%。进一步比较库水位可知，第一次坝后渗流消失时的库水位为167.2m，到1989年第四次渗流量消失时的库水位变为171.0m，比第一次高出了3.8m，表明大坝斜墙入渗高程逐次上移。

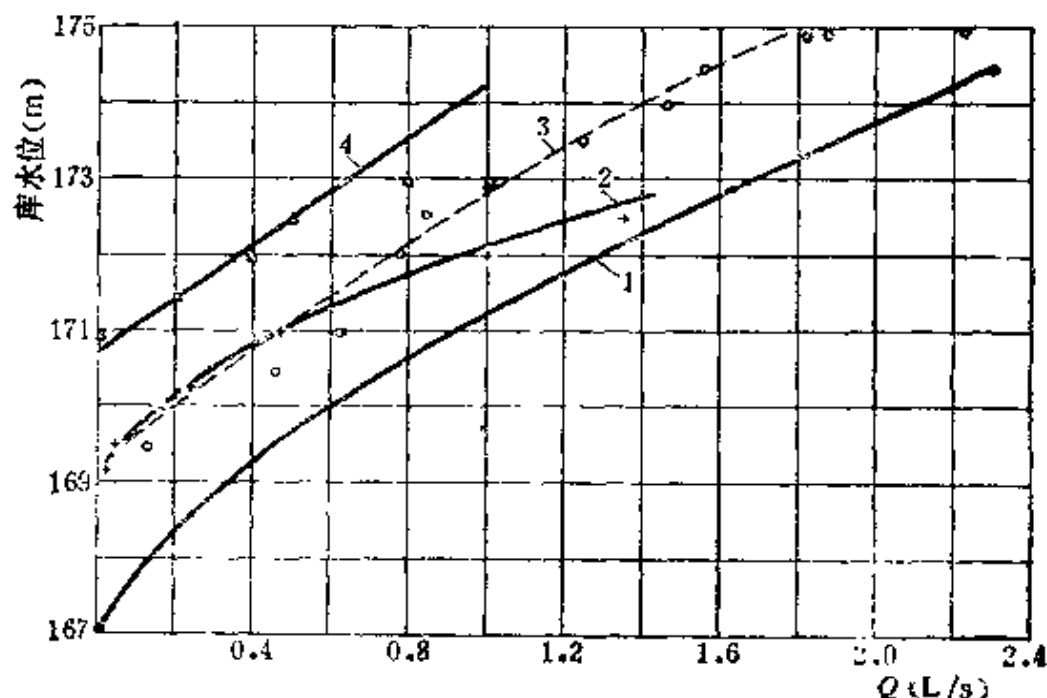


图 6-14 昭平台大坝1+666断面渗流量每次减小情况

1—1979年观测值；2—1982~1983年观测值；

3—1983~1984年观测值；4—1989年观测值

浸润线观测结果, 管水位一直很低, 并呈逐年下降的趋势。以坝轴线处的 1 号管为例, 在库水位 173.0m 的情况下, 1984 年 1 月, 管水位 151.97m, 1989 年 9 月, 管水位降至 151.75m, 比 1984 年下降 0.22m。测压管的观测资料与渗流量的变化得出了一致的结果: 斜墙的渗流得到了控制。

昭平台大坝的运行情况阐明了以下几个问题:

- 1) 尽管斜墙采用了高的填筑标准, 仍未能免除产生裂缝;
- 2) 由于水库水位的迅速上升, 在坝高的三分之二处斜墙中产生贯穿性的裂缝, 出现集中渗流;
- 3) 斜墙后的严格反滤层, 有效地控制了斜墙裂缝渗流, 斜墙免遭渗流冲蚀, 使大坝的安全得以保证;
- 4) 在运行过程中, 斜墙裂缝逐渐自愈, 入渗点升高, 渗流量减小, 坝身浸润线位置逐年降低。

(二) 裂缝自愈及水力劈裂的模拟试验

根据工程中实际遇到的问题, 我们在室内进行了大量的裂缝自愈和水力劈裂性状的研究, 以查明裂缝自愈机理, 水力劈裂的条件及危害性。首先进行裂缝自愈的模型试验。试验时, 试样中先预制了张开度为 0.2cm, 宽度为 7cm, 长度为沿整个试样长度开裂的一条缝, 观察裂缝自愈的性状及反滤对水力劈裂的渗流控制作用。仪器为直径 10.0cm 的水平渗透变形仪, 筒身透明, 可以直接观察自愈现象。如图 6-15 所示。试验土料为河南省陆浑大坝斜墙土料, 按颗粒组成分类, 为粉质粘土, 其液限为 33.1%, 塑限为 21.7%, 塑性指数为 11.4%, 属于中塑性土。试验结果说明了两个问题: ①如果试样开始承受的水头较小, 裂缝完全愈合, 而且随着时间的延长, 愈合部分逐渐密实, 渗流量变小。如图 6-16 所示。愈合部分土体的密实程度与作用的水头大小及反滤层保护的好坏有关。反滤层的效果好, 试样能以承受的水头大, 渗透压密的效果好, 压密后的渗透系数可达 10^{-4} cm/s。②开始作用于试样的水头较大时, 裂缝的自愈呈闭合型, 缝隙闭合, 缝面犹存, 渗透性大于愈合型, 渗透压密性能差, 容易再次水力劈裂。

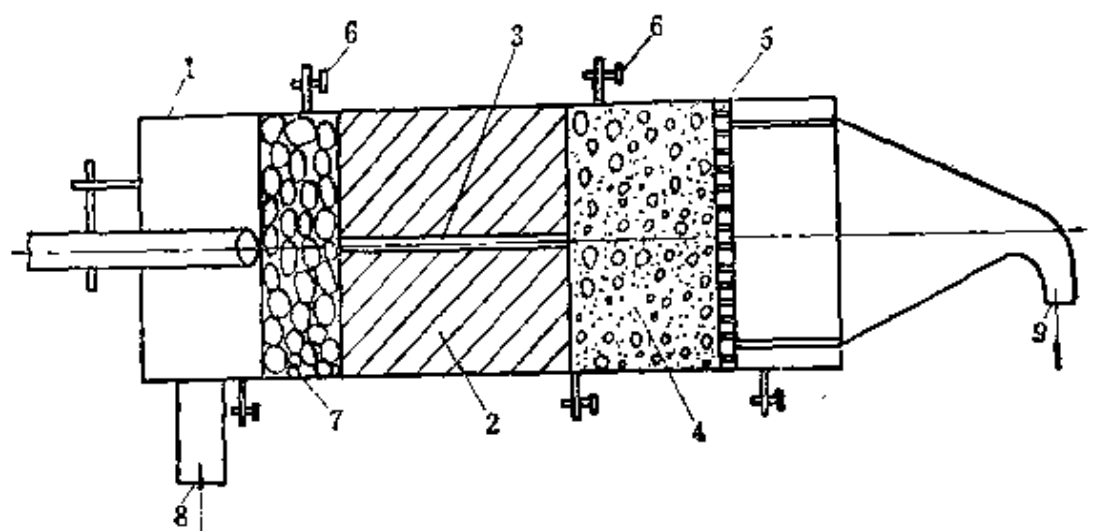


图 6-15 裂缝自愈试验仪器简图

1—仪器筒身；2— $\phi 10\text{cm}$ 的试样；3—裂缝；4—反滤料；
5—透水板；6—测压管；7—稳流层；8—进水口；9—出水口

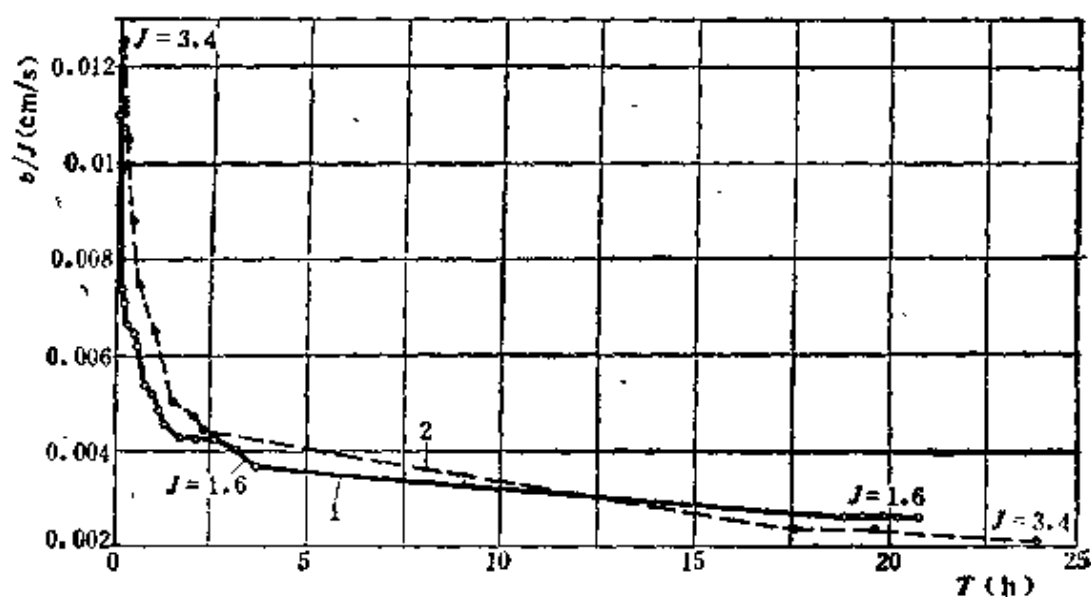


图 6-16 裂缝自愈发展过程

土料：岗地土，1— $\rho_s = 1.40\text{g/cm}^3$ ；2— $\rho_s = 1.60\text{g/cm}^3$
反滤料： $D_{50} = 5.8\text{mm}$

其次利用裂缝自愈后的试样模拟土体中夹了一层软土层的情况，进一步研究水力劈裂的性状，以查明水力劈裂的水力要素，及其产生的危害性。

试验结果可以看出，试样的水力劈裂有两种力，一种是惯性力，另一种是渗透力。惯性力在室内试验中产生的条件是突然施

加水头，相当于工程实际中水库水位的快速上升。土样中有松软土层时，当施加的水力比降虽然不大，如果采用的是突然施加水头的方式，在试样中将会产生附加的惯性力，使试样产生水力劈裂，表现形式是渗流量的突然明显增大。如果出口有反滤作保护，土体不产生渗透破坏，水头稳定后惯性力消失，裂缝也随着消失，并产生新的渗透压密。试验中表现的形式是渗流量继续呈逐渐减小。如果施加的水头是缓慢的，只有水力比降大到足以使土体劈裂的程度，才会产生水力劈裂。如果有好的反滤层作保护，水力劈裂后也不会产生土体的渗透破坏，只是渗流量明显加大，加大后的渗流量也不会随时间再减小，而以某一定值继续不变。如果水头继续增加、裂缝的开度增大，渗流量相应加大，但渗流仍然清澈，不会产生冲蚀。渗流量虽然较前级水头要大，但本身是保持稳定不变的状态，表明了水力劈裂仍然存在，但渗流得到控制。图6-17明显地反映了惯性力和渗透力所产生的水力劈裂在反滤层保护下的渗流性状。图中1表示惯性力产生的水力劈裂，渗流稳定以后消失，土体得到继续渗透压密，渗流量不断减

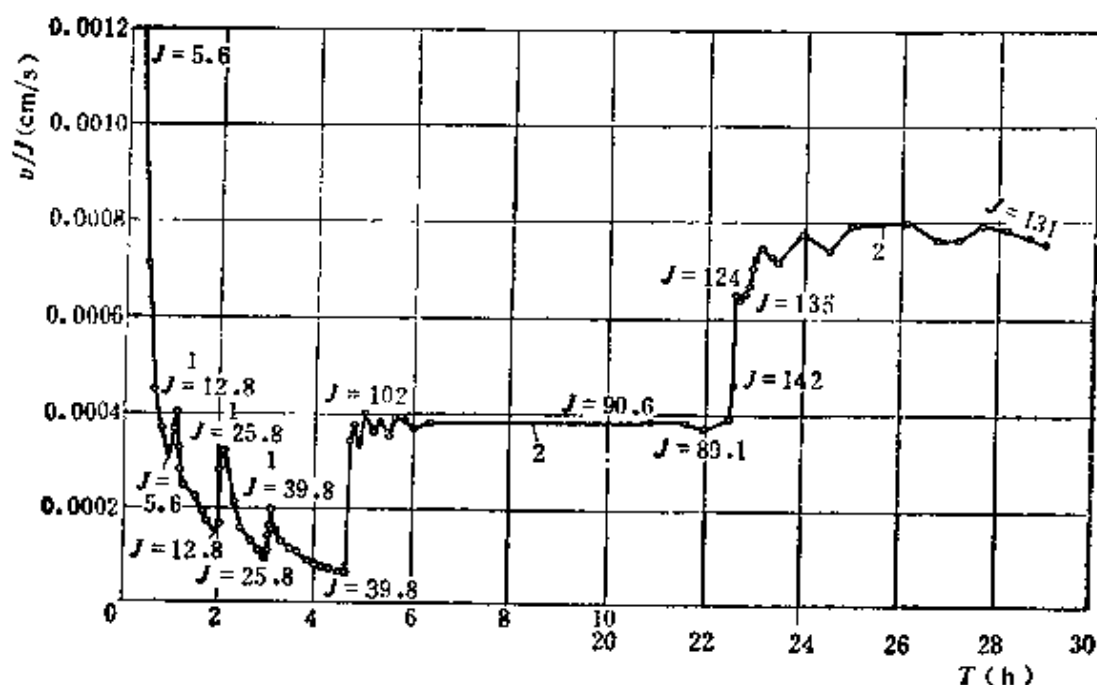


图 6-17 反滤层保护下土体的水力劈裂性状

土料：岗地土， $\rho_s = 1.60 \text{ g/cm}^3$ ， $D_{s,0.43} = 0.43 \text{ mm}$

1—惯性引起的水力劈裂；2—水力劈裂

小。2表示渗透力产生的水力劈裂，不会随时间而消失，因而渗流量一致保持稳定状态。

模拟试验结果阐明了大坝为何在水库首次蓄水，而且库水位上升速度较快的情况下会产生水力劈裂。同时，也说明了有些大坝防渗体遭到水力劈裂，测压管水位明显升高，或坝后出现了新的渗流，如果防渗体下游面有合适的反滤层作保护，大坝仍能正常运行不会渗透破坏的基本原理。

但是仍需重视下列事实，即渗流计算分析结果表明，薄心墙坝实际的平均水力比降一般都不超过10，在正常情况下是不会产生渗透破坏的，可是有些初次蓄水且库水位上升速度过快的水库，土石坝却出现渗透破坏，现在来看，水力劈裂应是主要因素。据统计，土石坝的破坏和失事，80%以上是在第一次蓄水到满库后发生的。有些水库虽在建库多年后发生，但也多出现在第一次高水位时，上述昭平台水库斜墙的开裂渗漏就是一例。由此可见，大坝建成后控制水库首次蓄水速度，也是保证土石坝安全运行的一项特别重要的措施。特别是已经发现施工质量稍差，或未按有裂缝的原则设计反滤层的大坝，最好采用缓慢蓄水的方式，使之边蓄水边提高抵抗渗透破坏的能力，以便安全投入正常运行。

第六节 混凝土面板坝的渗流控制

混凝土面板坝是以上游混凝土面板作防渗体的堆石坝。从60年代以来，由于堆石填筑工艺的改进，由抛填改为振动碾压之后，坝体变形大大减小，与作为挡水的混凝土面板适应变形的能力相一致。同时，由于垫层料、周边缝止水和趾板（或称底座等设计、施工的改进，从而使大坝渗流得以有效控制，加之其它有利因素，近20多年来钢筋混凝土面板坝（以下简称面板坝）得到了大力发展。目前世界上已建100m以上高度的面板坝有20余座，其中最高的是巴西的佛士度爱利亚（Foz Do Arcia）坝，高160

m, 1980年建成以来运行情况良好。我国南盘江上的天生桥面板坝, 坝高180m, 已经施工。目前, 国外正在设计的高面板坝有尼泊尔的塞梯 (Seti) 坝, 坝高210~220m, 巴西的卡姆普斯罗威 (Campos Nover) 坝, 坝高210m, 墨西哥的阿格姆尔巴 (Aguamulpa) 坝, 坝高190m等, 发展迅速。

面板坝是堆石坝渗流控制技术发展的成果, 以混凝土面板代替土质斜墙或心墙, 不仅使大坝边坡明显变陡, 各种工程量减少, 而且渗流得以有效控制, 安全度明显提高。尽管防渗材料由土质变为混凝土, 但在渗流控制方面, 经过一段时间的摸索, 在坝体结构上仍然体现了防渗和排渗相结合的原则。在修好上游面板, 提高坝壳的填筑密度, 加强纵向缝和周边缝的防水、止水性能的同时, 充分运用排水的作用, 使面板后的垫层料担负起渗流控制的重要作用, 并以新的标准要求, 既有防渗的作用, 又兼有排水的性能, 成为面板坝中具有特殊功能的结构。从此使大坝用料范围扩大, 结构日趋完善, 并取得以下进步: ①大坝由初期的全部置于基岩上发展为仅将趾板置于基岩上, 坝体可以放在密实的砂砾石地基上。可节省大量的开挖和回填, 而且为今后其它类型地基上建坝累积了经验; ②坝体材料由单一的堆石发展为有石碴填充的级配堆石料, 或者直接使用河床天然砂石料, 和软岩石碴料, 扩大了筑坝材料范围; ③同样适宜于建在裂隙发育、有软弱岩层或岸坡较陡的坝址上, 面板可以直接与上述条件的岸坡相连接。关于面板坝的渗流控制, 分坝体、面板与接缝及坝基处理三个部分叙述。

一、坝体

坝坡一般上下游一样, 根据坝体材料的性质采用下列数值:

好岩石	1:1.3
软岩石	1:1.3~1:1.4
砾石	1:1.5~1:1.6

近年来, 坝体除要求达到最大限度压实, 以减小沉降量外, 在颗粒组成以及坝的结构形式上还有一些较大的改进。

1. 坝体材料

早期的面板坝，坝体材料都是质地良好的均匀堆石料。理论和实践不断证明，正如第二章所述，不均匀的多级配料，具有更高的密实度。同样，堆石料的变形性质主要取决于级配和密度两个方面，而不是岩性。级配良好的软岩石，经振动碾碾压密实后可达很高密度，而且细料多的堆石料，粗料包围在细料之中，接触点多，可避免粒间接触点处应力的集中，甚至比均匀的坚硬岩石的变形更小。它的密实度和不均匀系数同样呈 $n = \frac{n_0}{8\sqrt{C_u}}$ 的关系。

所以当前的发展水平是堆石、不均匀的级配料和砂砾料甚至含泥砂砾料及软岩等所谓的“劣质”材料，均可作为坝壳材料。

如哥伦比亚三座面板坝，除1974年建成的140m高的安奇卡娅坝用的是质地良好的堆石料以外，其它两座都用了含泥砂砾料和软岩石碴料。格里拉斯坝，坝高127m，是用上游冲积阶地的砂砾石于1978年建成的。在水下开采的部分较干净，过200[#]筛即0.074mm颗粒的细料含量约8%，而水上开采的含泥砂砾石的细料含量约12%，两者在坝体的用量分别为60%和40%。由于级配良好，不均匀系数达190，压实密度可达2.25g/cm³。雨天这种含泥砂砾石含水量大，影响运输车辆和压实机具的正常行驶，并因发生涌土现象而得不到压实。为了解决砂砾料含泥量大的问题，采用了下列措施：

1) 在坝体内设竖式排水以控制渗流，在竖式排水与面板之间只允许填筑干净砂砾石。

2) 竖式排水下游，用干净砂砾石和含泥砂砾石互层填筑，铺填含泥砂砾石时不用振动碾压实，铺上部干净砾石层后再用振动碾按标准碾压。试验表明，上层干净砂砾石压实时，下层含泥砂砾石的密度也随之提高到要求数值。

沉降观测表明，其最大沉降量为39cm，仅为坝高的0.3%，蓄水后变化也不大。格里拉斯坝的断面见图6-18。

又如1985年建成的148m高的萨尔瓦兴娜坝，前半部用的是河

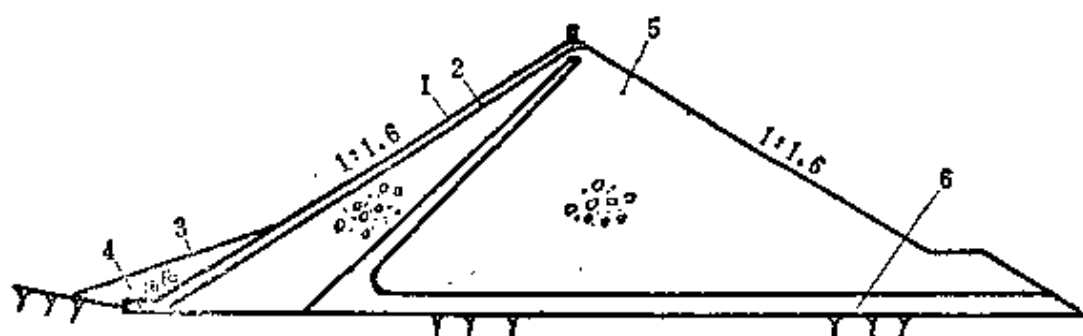


图 6-18 格里拉斯坝剖面图

1—混凝土面板；2—垫层；3—不透水土料；4—趾板；5—砂砾石；
6—排水体

床砂砾石，后半部用的是岩性软弱的粉砂岩开挖石碴料。在砂砾石断面内，也设置了竖式排水，以控制可能的渗流。观测结果表明，砂砾石和堆石部分的沉降量分别为35cm和60cm，分别为坝高的0.24%及0.4%。初期蓄水时，在水压力达92%的水头下，坝体最大附加沉降只有5cm，受水压力的影响范围仅为上游坝体的1/2。坝体后半部的变形对面板无影响，表明在下游填筑软弱岩体的方法是完全合理的^[61]。

近10多年来，面板坝中利用砂砾石和软岩作为坝料的例子日益增多，充分反映面板坝同样可以适用就地就近取料的原则，而且已有一定的工程实例。

2. 垫层材料

80年代以前，面板后的垫层料在面板坝中的作用，主要是为了平整上游坝坡，使面板承受的水压力均匀地传递于堆石体，保证面板有一良好的受力条件，所以，颗粒组成较粗。以后逐渐认识到垫层料除应具备上述基本要求外，同时应是面板坝中第二道防渗防线，随后J.L谢拉德明确提出，垫层料应按渗透系数能达 $10^{-3} \sim 10^{-4} \text{cm/s}$ 的数量级确定颗粒组成，以便能在坝体中充分起到第二道防渗防线的作用^[35]。近10多年来，许多坝垫层料的颗粒组成中都含有一定量的细颗粒，并具有优良级配。图6-19是不同年代面板堆石坝垫层料的颗粒组成发展状况，很明显，后期细料部分的含量显著增多^{[62][63]}。目前垫层料的最大粒径在100mm左右，小

于1mm的颗粒含量为15%~25%，小于0.1mm的颗粒含量小于10%， $C_u=50\sim100$ 。根据我们的研究结果，这种级配的垫层料将具有 10^{-3}cm/s 数量级的渗透系数，压实密度高，有良好的抗渗

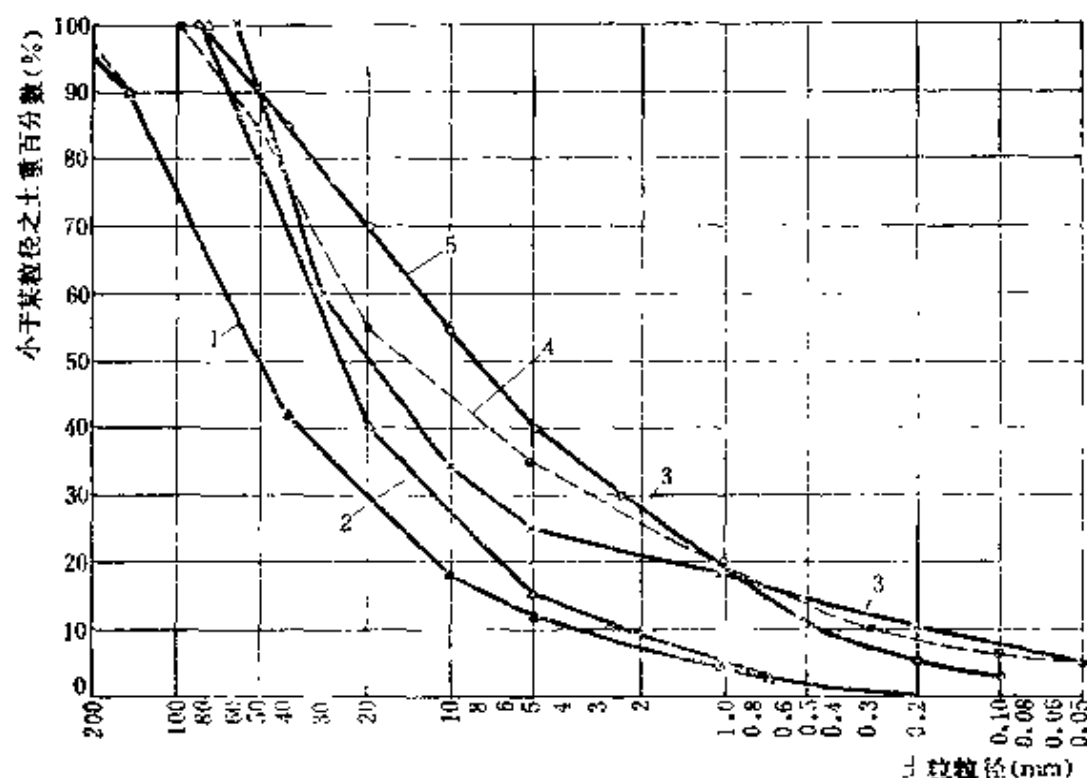


图 6-19 面板堆石坝垫层料组成及发展状况

1—安奇卡娅坝(1974)，坝高140m；2—爱利亚坝(1980)，坝高160m；3—格里拉斯坝(1982)，坝高122m；4—萨尔瓦兴娜坝(1985)，坝高148m；5—西北口坝(1990)，坝高95m

强度。其优点可归纳为以下方面^[83]：

(1) 控制纵缝和周边缝的渗漏 面板接缝一旦产生裂缝，垫层可起到控制渗流的作用，使整个大坝的防渗性及稳定性不会有所改变。

(2) 可以起到一定反滤作用 在运行期面板发生漏水情况，死水位以下可用抛土办法让渗透水流将土带入缝中，在垫层料的反滤作用下，细颗粒可堵塞面板渗流通道而自愈，不需放空水库，使修补工作更加简单。

(3) 施工期可以挡水 利用垫层挡水渡汛，已成为成功经验。它可限制进入坝体的渗流量，保证下游堆石体的渗透稳定。

(4) 坡面易于整平 使面板的接触支持条件进一步改善, 不仅节省混凝土, 而且面板厚度更均匀。

(5) 趾板的基础条件可以放宽 如萨尔瓦兴娜坝, 将岸边趾板置于残积层上, 采取的相应措施一是选用渗透系数小的垫层料, 二是放宽垫层料在岸边的尺寸, 以保证岸边渗透稳定。

(6) 不需或简化筛选工序 垫层可以直接使用天然不均匀料, 节省费用。

(7) 有利于大坝高度的发展 增加了第二道防渗防线, 安全度提高, 不必过多的担心面板的拉裂和漏水问题。

现在来看, 垫层料的渗透系数以 10^{-3} cm/s 为宜, 过小则小于 0.1mm 颗粒含量超过 10%, 排水性和渗透稳定性变差。并增加了选择过渡料的难度。垫层料的渗透系数可按下列公式计算:

砂砾石按式 (1-32) 计算, 即

$$K = 2.34n^3 D_{20}^2, \quad (\text{cm/s})$$

$$\text{碎石料} \quad K = 1.47n^3 D_{20}^2, \quad (\text{cm/s}) \quad (6-12)$$

式中 D_{20} ——砂砾石或碎石的等效粒径, mm。

垫层的水平厚度一般为 3~4m, 往下部逐渐加厚。铺土层厚 0.4m, 用 10 吨振动碾碾压 4 遍, 在斜墙面上用 5t 或大于 5t 的振动碾碾压 4~8 遍, 碾压中只是往上拉时振动, 向下放碾子时不振动, 以免振松。

垫层料在施工时应注意的问题, 是及时将铺好的上游坡面, 用喷混凝土或喷沥青乳剂的方法保护好, 以免施工期雨水的冲刷或施工操作人为带来的破坏, 也为了施工渡汛挡水时保护垫层不受掏刷和减小渗漏量。哥伦比亚的几座面板坝都是在垫层料铺好压实后, 用喷一层混凝土的办法保护的, 而巴西的爱利亚坝是喷一层沥青乳剂, 洒一层砂子, 然后用振动碾碾压, 再喷沥青乳剂, 再洒砂子, 再压实的方法, 这些方法都是成功的。否则遇到暴雨, 是要受到严重破坏的。哥伦比亚的安奇卡娅坝和萨尔瓦兴娜坝垫层料都发生过暴雨破坏的情况^[61]。

3. 竖式排水

由于坝壳用料由堆石料发展为软岩石碴、砂料石料等级配料后，用料范围扩大，密实度提高，但排水性能相对减弱，为使坝壳保证处于干燥状态，一些工程将均质土坝中用于控制坝体内浸润线和可能的集中渗流的概念应用到堆石坝中来，在坝中设一竖向排水，以有效地控制通过面板或地基的渗流。萨尔瓦兴娜和格里拉斯坝在坝体砂砾石断面内都设置了竖式排水或称烟囱式排水，以控制坝体渗流。如图6-18所示。竖式排水中的用料都是经过筛选的透水性好的干净砾石，萨尔瓦兴娜坝用的是25~400mm的均匀卵石。格里拉斯坝是用5~300mm的干净砾卵石。

格里拉斯坝因两岸岸坡很陡，周边墙下边水力比降很大，基岩裂隙发育，有夹泥，为了控制渗入堆石坝体渗流，不致破坏岸坡的夹泥层，沿岸坡也铺设了一层垫层料，并与面板后的垫层料及竖式排水相连接，有效地防止了岸边夹泥层的渗透破坏。布置如图6-20所示。

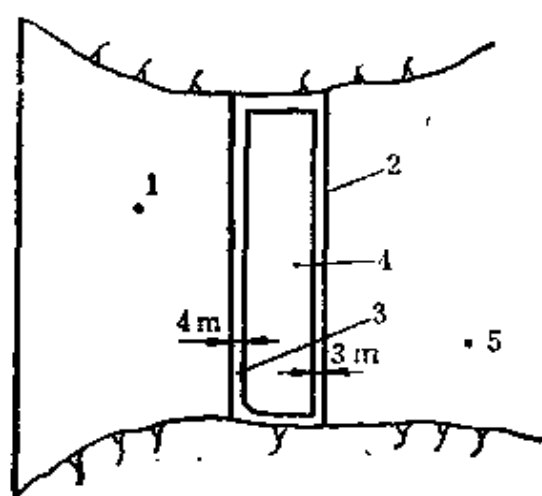


图 6-20 岸坡岩石有软弱岩层时垫层的布置

1—混凝土面板；2—竖式排水；3—垫层；4—砂砾石；5—下游坝壳砂砾石

二、面板与接缝

1. 面板厚度

通常采用下列经验公式确定面板厚度，即

$$\delta = 0.3 + a \cdot H \quad (6-13)$$

式中, a 为经验数值, 随工程稍有差别, 变化于 $0.003 \sim 0.004$ 之间。格里拉斯坝为 0.0037 , 萨尔瓦兴娜坝为 0.003 。

面板中的钢筋, 不考虑结构筋, 只考虑温度筋, 一般是双向布筋, 含钢量各为 $0.35\% \sim 0.4\%$, 单层, 放在面板中部。其含钢量每个方向也可以采用相同的数值, 而在接缝处面板边缘部位, 设置局部加强筋, 以防止施工时面板边缘被压碎。

混凝土强度以前要求很高, 28天的强度要求 31 MPa 以上, 以后实测结果, 混凝土承受的压力都不大, 没有超过 10 MPa 的, 因此认为, 要求混凝土采用高标号的必要性不大, 还容易引起许多表面裂缝, 施工期的养护要求也很高, 所以以后多采用一般混凝土。

2. 分缝

一般每块面板的宽度多在 15m 左右, 在靠近岸边的块板, 还可加辅助纵缝, 将块板分小。纵向分缝是结构上的要求, 板块分的大小, 视施工能力而定。缝内不设可压缩性材料, 而只根据具体情况设置止水材料。面板纵向缝按受力条件应分为靠岸边的岸坡缝和在河床中部的缝两类。前者是受拉张开的, 后者是受压闭合的, 因此对止水的要求应不相同。如萨尔瓦兴娜坝对岸边有可能张开的缝, 用三道止水, 底边砂浆垫层上设一道止水铜片, 中间设一道塑料止水片, 表面用一道“IGAS”胶泥材料保护, 当缝万一张开时“IGAS”胶可以在水压力下挤入缝中, 起止水作用。中间缝因受压闭合, 止水简化为只设一道铜片。具体可见图 6-21 a。

3. 周边缝

由于已建成的面板坝常因周边缝张开而大量渗漏, 因此在设计施工上都对此引起极大的注意。由于周边缝的张开是必然规律, 主要是作好止水, 以适应周边缝两侧混凝土的不均匀变形。过去多为一道止水, 常被破坏而漏水, 以后吸取教训, 改为 $2 \sim 3$ 道止水, 同时将垫层料级配适当改细, 而且在周边附近加厚, 以防周边缝一旦破坏而大量漏水。萨尔瓦兴娜周边缝的构造见图

6-21, 它设置了两道止水片, 缝顶还有“IGAS”层封闭, 共三道止水。接缝顶部是一槽口, 是为了缝张开时, 水压力可使“IGAS”材料易于挤入缝中, 蓄水运行情况良好。

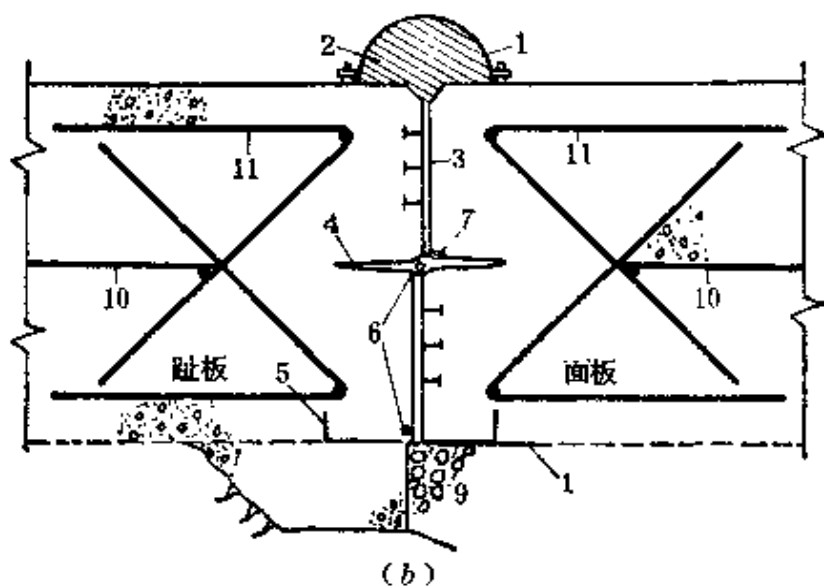
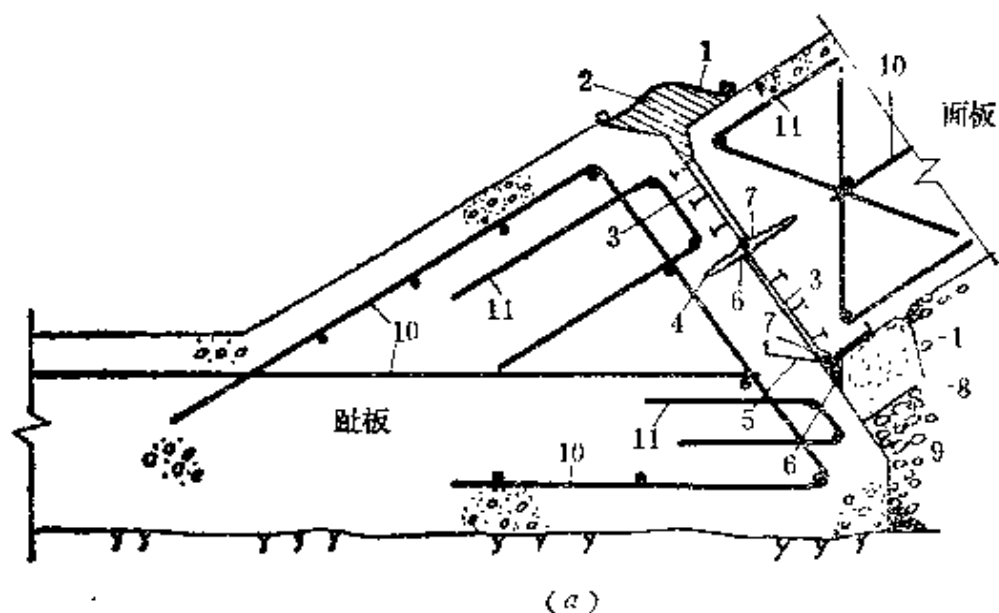


图 6-21 萨尔瓦兴娜坝周边缝构造

(a)河床部分; (b)坝头部分

1—PVC带; 2—塑料垫料; 3—可压缩填料; 4—PVC止水带; 5—铜止水片; 6—尼龙圆柱; 7—泡沫聚本乙烯填料; 8—沥青砂; 9—垫层料; 10—钢筋; 11—防止压碎和保护止水的钢筋

三、坝基处理

1. 坝基覆盖层处理

初期的面板坝全部置于基岩上，以防地基变形影响大坝堆石体变形，而使面板裂缝并漏水。通过实际观测发现，坝体后半部分的变形对面板的工作性状无影响。另外，有些砂砾石地基本身很密实，可以作为坝体承载层。因此出现了直接在砂砾石地基上修建的面板坝，运行效果良好。目前面板坝除面板外，不硬性规定坝体一定要建在岩基上。

如萨尔瓦兴娜坝，坝址有厚约30m左右的河床冲积层，原定要全部挖出，但在修建上游围堰而开挖坝基砂砾石层时，发现冲积层材料是级配连续的砂砾石，相当密实，与坝体内用振动碾压实的砂砾石相似，是坝体较好的承载层。最后确定除将面板延伸到基岩外，坝体就建筑在冲积层上。在冲积层上设一水平排水与砂砾石坝体的竖向排水相连接，以控制坝体和坝基渗流。1985年建成，运行后沉降观测表明，覆盖层内的等沉降线与坝体砂砾石相连接，总沉降也未因此而增大很多，至今运行正常。

2. 趾板

目前面板的趾板都是置于基岩上。近年来修建的面板坝，面板与基岩连接处不再设嵌入基岩的齿槽，也不设体积较大的基座或廊道，面只是在基岩面上设置一块趾板，将面板与基岩连接起来。图6-22是萨尔瓦兴娜坝河床部分趾板的结构图。它是按当时

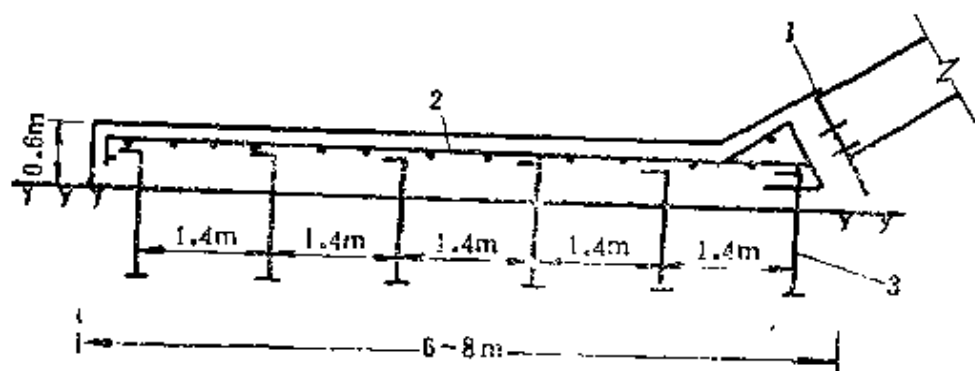


图 6-22 位于趾板上的构造

1—周边缝；2—钢筋；3—锚筋

通用的实践经验,将趾板设计成宽6~8m,厚0.6m,长8~15m的板块,锚固在基岩中的深度为7m,锚筋间距双向都是1.4m。面板中的钢筋放在靠顶部处,单层双向,含钢量各约0.32%。这比以往通用设计取消了因趾板分块留下的带止水的伸缩缝,而代之以简单的施工缝,只将钢筋通过、不设止水,且其间隔也是按施工方便设置,最大长度曾达15.2m。

萨尔瓦兴娜坝的另一特点是在岸坡上有一段趾板是置于残积土上,如全部挖出,则开挖和回填方量大而且施工困难。经室内压缩试验及现场荷载试验,与周围基岩上的趾板相比较,推算可能发生12.5cm的不均匀沉降。最后决定不开挖回填,将趾板直接置于残积土上,并对趾板作了专门设计,为软基上建趾板树立了新典型。

趾板宽度由经验确定,随坝高和基岩质量而变化,近代一般按允许水力比降15~20设计宽度。萨尔瓦兴娜坝采用18,确定趾板宽度为8m。遇到裂隙岩石和风化岩石,允许水力比降分别采用9和6。佛士度爱利亚坝,基岩为玄武岩,设计实际采用的水力比降为20。澳大利亚的塞沙拉坝的基岩为石英岩,设计采用的水力比降为10~20。

3. 基础渗流控制

由于面板坝趾部宽度较小,基岩中将承受高的水力比降,其渗流控制极为重要,处理不好,造成大的渗漏,而且会影响大坝安全。格里拉斯坝的破坏就是一例。该坝址为一窄狭河谷,由砂页岩互层所组成,有两组几乎正交的节理,一组与河流方向基本平行,而另一组基本上垂直于河流方向。由于节理面接近垂直,形成一U形河谷,岸坡达70°,左岸岸坡较缓,河谷底部有一些由古老滑坡形成的坡积物。基岩破碎程度中等,但主要节理面是张开的,而且有粘土夹岩石碎块充填,张开程度有很大变化,最大宽度达80cm。初次蓄水到接近最高蓄水位时,发生大量渗漏,达 $Q=1080\text{L/s}$ 以上。虽然周边缝的张开导致一定的渗流量,但主要渗流来源却在左岸周边墙与岩石接触面附近的一条主要节

理上, 高程在2915m附近, 节理宽度60cm, 平行于河流方向, 基本上是垂直倾向, 其中的粘土充填物已全部被冲蚀掉, 影响大坝正常蓄水。后经用混凝土堵塞, 并将周边墙附近的主要张开节理作封闭处理, 渗流量变化稳定, 1983年正式投入运行。

常用的坝基渗流控制措施如下:

(1) 处理好趾板下及周边墙附近的张开节理 对趾板下或周边墙附近的张开节理要逐一清理开挖回填, 做成混凝土塞。其开挖深度一般为其宽度的3倍。在周边墙之外或趾板上游, 最好再做一段喷混凝土保护层, 以减小水力比降。

(2) 岸边的特殊处理 岸边风化严重或有软弱岩层和泥化夹层的坝址, 应加大岸边垫层料的厚度, 或沿岸边向下游作适当延伸, 在平面上成一L型的布置, 可以有效地防止岸坡的渗透破坏。格里拉斯坝在面板与竖式排水之间顺岸坡铺设一层垫层材料起反滤作用, 是一种较好的方法, 对岸边裂隙夹泥层的渗透破坏起了有效的控制。

(3) 固结灌浆 在趾板下进行全面灌浆, 一方面为了加固坝基, 同时可以控制坝基渗流。灌浆孔深5~15m, 视岩石的破碎程度及坝高而定, 间距多用4×4m。

(4) 帷幕灌浆 帷幕深度一般按1/3水头考虑, 另外也考虑按基岩的渗透性, 控制 $\omega \leq 0.05 \text{ L}/(\text{min} \cdot \text{m} \cdot \text{m})$, 即不大于5 Lu。排数根据基岩的好坏可用单排, 有时也用3排。如萨尔瓦兴娜坝, 坝顶高程1154m, 在1040m以下, 由于基岩良好, 只有一排灌浆孔, 孔深50~60m, 该高程以上则有三排灌浆孔, 边排达1/3水头, 而中排孔加深10m, 一序孔间距分别为10m和5m, 逐步加密到每孔吃浆量小于50kg。

(5) 喷混凝土 在趾板上游的开挖表面, 一般都用钢丝网喷混凝土保护层, 长度最小为10m。一直延伸到死水位以下, 以防止风化、雨水冲蚀、波浪淘刷等破坏作用, 并起一定防渗作用。

主要参考文献

- [1] В.С. Истоминна, Фильтрационная, Устойчивость грунтов, Госстройиздат, 1957.
- [2] 刘杰, 缺乏中间粒径砂砾石的渗透稳定性, 水利水电科学研究论文集第1集, 中国工业出版社, 1963.
- [3] 毛昶熙, 电模拟试验与渗流研究, 水利出版社, 1981.
- [4] 黄文熙主编, 土的工程性质, 水利电力出版社, 1983.
- [5] J.K. 米切尔著, 岩土工程土性分析原理, 南京工学院出版社, 1988.
- [6] 刘杰, 无粘性土的孔隙直径及渗流特性, 水利水电科学研究论文集第8集, 水利出版社, 1982.
- [7] Л.С. Лебензон, Движение природных жидкостей и газов в пористой среде, гостехиздат, 1948.
- [8] И.И. Заурбрей, К Вопросу о коэффициенте фильтрации грунтов и Методике его исследования, Известия ВНИИГ №3, 1932.
- [9] Sherard, J.L. Dunnigan, L.P. Talbot, J.R. Basic Properties of Sand and Gravel Filters. Journal of Geotechnical Engineering. Vol.110, No.6.1984 2.
- [10] В.Н. Кондратьев, Фильтрация И Механическая Суффозия в Несвязных Грунтах, Крымиздат, 1958.
- [11] В.С. Вентцель, Теория Вероятностей, Госфизматиздат, 1958.
- [12] 太沙基, 波克, 工程实用土力学, 蒋彭年译, 水利电力出版社, 1960.
- [13] 刘杰, 制备含水量对饱和的压实粘性土力学性质的影响, 水利水电科学研究论文集第20集, 水利电力出版社, 1985.
- [14] 刘杰, 红土作为筑坝土料的特性研究, 水利学报, 1981年第5期.
- [15] Е.А. 鲁布契柯夫, 无粘性非管涌土, 水利学报, 1960年第3期.

- [16] Fuller, W.B. and Thompson, S.F.(1907), The Laws of Proportioning Concrete, Transactions of The ASCE, Vol,59,pp.67-172.
- [17] Пахомов, О.А., Исследование Механических Свойств окатанного Камня В Смеси С Песчано-гравийным Грунтом, Известия ВНИИГ Том122, 1978.
- [18] 水利电力部, 土工试验规程SD128-84, 第一分册, 水利电力出版社, 1987。
- [19] Праведный Г.Х., Обратные Фильтры Из Пористого Бетона для Скважин И Дренажей, Известия ВНИИГ Том63, 1960.
- [20] Чугаев Р.Р., О Фильтрационных Силах, Известия ВНИИГ Том63, 1960.
- [21] Грищин, М.М., Гидротехнические Сооружения, Госстройиздат, 1979.
- [22] 刘杰, 缪良娟, 分散性粘性土的抗渗特性。岩土工程学报, 1987年第2期。
- [23] Киракосов, В.П. Набрасная Плотины С Тонким Глинистым Ядром Без Обратных Фильтров, ВНИИ В-одгео, 1948.
- [24] 裘孟辛, 桃山水库坝料粘土矿物的定量分析和分散性试验研究, 水利水电科学研究院科学研究论文集, 第20集, 水利电力出版社, 1985年。
- [25] 柯荣, 刘杰, 黑龙江省南部引嫩工程分散性土均匀坝的防护处理, 水利水电技术, 1987年第7期。
- [26] Sherard, J.L., Decker, R.S, and Ryken, R.L., Piping in Earth Dams of Dispersive Clay, Proceeding of the ASCE Speciality Conference of Earth and Earth-supported Structure, Purdue University, 1972, pp.589-626.
- [27] Sherard, J.L., Dunnigan L.P. and Decken R.S., Identification and Nature of Dispersive Soil, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE.

Vol.102 No GT4, 1976.

- [28] Sherard, J.L., etc., Pinhole Test for Identifying Dispersive Soils, J. GED, ASCE, Vol.102, GT1, 1976.
- [29] 大卫登柯夫, 水工建筑物中土滤层的应用, 水利水运科技情报, 1977, 第2期。
- [30] 刘杰, 混凝土防渗墙几个问题的工程实例分析, 大坝观测与土工测试, 1992年第5期。
- [31] 刘杰, 缪良娟, 一般粘性土的抗渗强度及影响因素的研究, 水利学报, 1984年第4期。
- [32] 刘杰, 缪良娟, 缓慢蓄水对大坝防渗体渗透加固作用的试验研究, 人民黄河, 1990年第5期。
- [33] 刘杰, 罗玉再, 高土石坝心墙裂缝的自愈机理与反滤层的防护作用, 水利学报, 1987年第7期。
- [34] 刘杰, 土坝与土石坝渗流控制技术发展的回顾与展望, 人民黄河, 1990年第1期。
- [35] Wolski, W., etc. Protection Against piping of Dams Cores Made of Flysch Origin Cohesive Soils, Tenth International Congress on Large Dams, 1970 Q35. Vol.1.
- [36] Sherard, J.L. Trends and Debatable Aspects in Embankment Dam Engineering, Water Power and Dam Construction, December, 1984.
- [37] Hsu, S.J.C., Aspects of Piping Resistance to Seepage in Clayey Soils, 107h ICSMFE, 1981. Vol.1.
- [38] M.M. 格里中, 水工建筑物, 第一卷, 第一分册, 电力工业出版社, 1957。
- [39] 全苏水工科学研究院编, 水工建筑物反滤层设计规范, 晏友仑译, 水利电力出版社, 1959。
- [40] 毛昶熙主编, 渗流计算分析与控制, 水利电力出版社, 1990年。
- [41] Waterway Experiment Station, Mississippi River Commission Technicat Memorandum No. 3-245, Laboratory Investigation of Filteev for Enid and Gr-enade Dams.

- [42] Karpoff K.P., The use of Laboratory Tests to Develop Design Criteria for Protective Filter, Proc. ASTM, V.55, 1955.
- [43] Sherard, J.L., Dunnigan, L.P., Talbot, J.R., Filters for Clays and Silts. J.Geotech.Engrg., ASCE, 110(6) 1984(6).
- [44] Sherard, J.L., and Dunnigan, L.P., Filters and Leakage Control in Embankment Dams, Seepage and Leakage from Dams and Impoundments, ASCE. New York N.Y., 1985.
- [45] С.Н.Моисеев, Ч.С.Моисеев, каменно-земляные Плотины. (Энергия), 1977.
- [46] Vaughan, P.R., et al, Cracking and Erosion of the Rolled Clay Core of Balderhead Dam and the Remedial Works Adopted for Its Repair Tenth ICOLD 1970, Vol.1, Q36.
- [47] 刘杰 土石坝渗透破坏原因及控制措施, 水利水电技术, 1979年第3期。
- [48] Н.Н.Лавловский, Теория Движения Грунтовых Вод под Гидротехническими сооружениями и ее Основные приложения, 1922.
- [49] Чугаев, Р.Р., Подземный Контур Гидротехнических Сооружений, Госэнергоиздат, 1962.
- [50] 缪良娟, 刘杰, 陆浑大坝截水槽接触渗透冲蚀试验研究, 人民黄河, 1990年第5期。
- [51] 刘杰, 土石坝岩石地基的渗流控制, 人民黄河, 1989, 第3期。
- [52] Houlsby, A.C., Engineering of Grout Curtains to Standards, J.Geotech.Engrg.Div., ASCE, GT9 Sept. 1977.
- [53] 刘杰, 缪良娟, 风化料在鲁布革土石坝防渗体中的应用, 水利水电技术, 1987年第11期。
- [54] Павич М.П., Матрошилина, Т.В., Анализ Градиентов Контролирующих Казуальную Фильтрационн-

- [55] 刘杰, 缪良娟, 柴河土坝心墙渗流控制安全分析, 岩土工程学报, 1990年第12卷, 第1期。
- [56] 顾淦巨, 土石坝的裂缝与压实质量, 岩土工程学报, 第4卷, 1982年第4期。
- [57] Bernell, L., Experiences of Wet Compacted Dams in Sweden, 14th ICOLD, vol. TV Q55, 1982.
- [58] Marulanda, A. Amaya, A. The Design and Construction of Colombia's Cuavio Dam, Water power and Dam Construction, December 1989.
- [59] Wolski, W. et al, Protection Against Piping of Dams Cores Made of Flysch Origin Cohesive soils, 10th ICOLD, 1970 vol. 1, Q36.
- [60] 刘杰, 土石坝裂缝的防止与渗流控制, 水利水电技术, 1991年第3期。
- [61] J.E.西尔拉等, 萨尔瓦兴娜坝的设计特点, 国外混凝土面板堆石坝, 水利电力出版社, 1988。
- [62] F.阿马耶等, 格里拉斯坝的设计、施工和运行, 国外混凝土面板堆石坝, 水利电力出版社, 1988。
- [63] 刘杰, 朱建华, 西北口混凝土面板堆石坝垫层材料渗透变形特性试验研究。水利水电科学研究院科学研究论文集第32集, 水利电力出版社, 1991。

- [55] 刘杰, 缪良娟, 柴河土坝心墙渗流控制安全分析, 岩土工程学报, 1990年第12卷, 第1期。
- [56] 顾淦巨, 土石坝的裂缝与压实质量, 岩土工程学报, 第4卷, 1982年第4期。
- [57] Bernell, L., Experiences of Wet Compacted Dams in Sweden, 14th ICOLD, vol. TV Q55, 1982.
- [58] Marulanda, A. Amaya, A. The Design and Construction of Colombia's Cuavio Dam, Water power and Dam Construction, December 1989.
- [59] Wolski, W. et al, Protection Against Piping of Dams Cores Made of Flysch Origin Cohesive soils, 10th ICOLD, 1970 vol. 1, Q36.
- [60] 刘杰, 土石坝裂缝的防止与渗流控制, 水利水电技术, 1991年第3期。
- [61] J.E.西尔拉等, 萨尔瓦兴娜坝的设计特点, 国外混凝土面板堆石坝, 水利电力出版社, 1988。
- [62] F.阿马耶等, 格里拉斯坝的设计、施工和运行, 国外混凝土面板堆石坝, 水利电力出版社, 1988。
- [63] 刘杰, 朱建华, 西北口混凝土面板堆石坝垫层材料渗透变形特性试验研究。水利水电科学研究院科学研究论文集第32集, 水利电力出版社, 1991。

- [55] 刘杰, 缪良娟, 柴河土坝心墙渗流控制安全分析, 岩土工程学报, 1990年第12卷, 第1期。
- [56] 顾淦巨, 土石坝的裂缝与压实质量, 岩土工程学报, 第4卷, 1982年第4期。
- [57] Bernell, L., Experiences of Wet Compacted Dams in Sweden, 14th ICOLD, vol. TV Q55, 1982.
- [58] Marulanda, A. Amaya, A. The Design and Construction of Colombia's Cuavio Dam, Water power and Dam Construction, December 1989.
- [59] Wolski, W. et al, Protection Against Piping of Dams Cores Made of Flysch Origin Cohesive soils, 10th ICOLD, 1970 vol. 1, Q36.
- [60] 刘杰, 土石坝裂缝的防止与渗流控制, 水利水电技术, 1991年第3期。
- [61] J.E.西尔拉等, 萨尔瓦兴娜坝的设计特点, 国外混凝土面板堆石坝, 水利电力出版社, 1988。
- [62] F.阿马耶等, 格里拉斯坝的设计、施工和运行, 国外混凝土面板堆石坝, 水利电力出版社, 1988。
- [63] 刘杰, 朱建华, 西北口混凝土面板堆石坝垫层材料渗透变形特性试验研究。水利水电科学研究院科学研究论文集第32集, 水利电力出版社, 1991。

- [55] 刘杰, 缪良娟, 柴河土坝心墙渗流控制安全分析, 岩土工程学报, 1990年第12卷, 第1期。
- [56] 顾淦巨, 土石坝的裂缝与压实质量, 岩土工程学报, 第4卷, 1982年第4期。
- [57] Bernell, L., Experiences of Wet Compacted Dams in Sweden, 14th ICOLD, vol. TV Q55, 1982.
- [58] Marulanda, A. Amaya, A. The Design and Construction of Colombia's Cuavio Dam, Water power and Dam Construction, December 1989.
- [59] Wolski, W. et al, Protection Against Piping of Dams Cores Made of Flysch Origin Cohesive soils, 10th ICOLD, 1970 vol. 1, Q36.
- [60] 刘杰, 土石坝裂缝的防止与渗流控制, 水利水电技术, 1991年第3期。
- [61] J.E.西尔拉等, 萨尔瓦兴娜坝的设计特点, 国外混凝土面板堆石坝, 水利电力出版社, 1988。
- [62] F.阿马耶等, 格里拉斯坝的设计、施工和运行, 国外混凝土面板堆石坝, 水利电力出版社, 1988。
- [63] 刘杰, 朱建华, 西北口混凝土面板堆石坝垫层材料渗透变形特性试验研究。水利水电科学研究院科学研究论文集第32集, 水利电力出版社, 1991。

- [55] 刘杰, 缪良娟, 柴河土坝心墙渗流控制安全分析, 岩土工程学报, 1990年第12卷, 第1期。
- [56] 顾淦巨, 土石坝的裂缝与压实质量, 岩土工程学报, 第4卷, 1982年第4期。
- [57] Bernell, L., Experiences of Wet Compacted Dams in Sweden, 14th ICOLD, vol. TV Q55, 1982.
- [58] Marulanda, A. Amaya, A. The Design and Construction of Colombia's Cuavio Dam, Water power and Dam Construction, December 1989.
- [59] Wolski, W. et al, Protection Against Piping of Dams Cores Made of Flysch Origin Cohesive soils, 10th ICOLD, 1970 vol. 1, Q36.
- [60] 刘杰, 土石坝裂缝的防止与渗流控制, 水利水电技术, 1991年第3期。
- [61] J.E.西尔拉等, 萨尔瓦兴娜坝的设计特点, 国外混凝土面板堆石坝, 水利电力出版社, 1988。
- [62] F.阿马耶等, 格里拉斯坝的设计、施工和运行, 国外混凝土面板堆石坝, 水利电力出版社, 1988。
- [63] 刘杰, 朱建华, 西北口混凝土面板堆石坝垫层材料渗透变形特性试验研究。水利水电科学研究院科学研究论文集第32集, 水利电力出版社, 1991。

- [55] 刘杰, 缪良娟, 柴河土坝心墙渗流控制安全分析, 岩土工程学报, 1990年第12卷, 第1期。
- [56] 顾淦巨, 土石坝的裂缝与压实质量, 岩土工程学报, 第4卷, 1982年第4期。
- [57] Bernell, L., Experiences of Wet Compacted Dams in Sweden, 14th ICOLD, vol. TV Q55, 1982.
- [58] Marulanda, A. Amaya, A. The Design and Construction of Colombia's Cuavio Dam, Water power and Dam Construction, December 1989.
- [59] Wolski, W. et al, Protection Against Piping of Dams Cores Made of Flysch Origin Cohesive soils, 10th ICOLD, 1970 vol. 1, Q36.
- [60] 刘杰, 土石坝裂缝的防止与渗流控制, 水利水电技术, 1991年第3期。
- [61] J.E. 西尔拉等, 萨尔瓦兴娜坝的设计特点, 国外混凝土面板堆石坝, 水利电力出版社, 1988。
- [62] F. 阿马耶等, 格里拉斯坝的设计、施工和运行, 国外混凝土面板堆石坝, 水利电力出版社, 1988。
- [63] 刘杰, 朱建华, 西北口混凝土面板堆石坝垫层材料渗透变形特性试验研究。水利水电科学研究院科学研究论文集第32集, 水利电力出版社, 1991。

- [55] 刘杰, 缪良娟, 柴河土坝心墙渗流控制安全分析, 岩土工程学报, 1990年第12卷, 第1期。
- [56] 顾淦巨, 土石坝的裂缝与压实质量, 岩土工程学报, 第4卷, 1982年第4期。
- [57] Bernell, L., Experiences of Wet Compacted Dams in Sweden, 14th ICOLD, vol. TV Q55, 1982.
- [58] Marulanda, A. Amaya, A. The Design and Construction of Colombia's Cuavio Dam, Water power and Dam Construction, December 1989.
- [59] Wolski, W. et al, Protection Against Piping of Dams Cores Made of Flysch Origin Cohesive soils, 10th ICOLD, 1970 vol. 1, Q36.
- [60] 刘杰, 土石坝裂缝的防止与渗流控制, 水利水电技术, 1991年第3期。
- [61] J.E.西尔拉等, 萨尔瓦兴娜坝的设计特点, 国外混凝土面板堆石坝, 水利电力出版社, 1988。
- [62] F.阿马耶等, 格里拉斯坝的设计、施工和运行, 国外混凝土面板堆石坝, 水利电力出版社, 1988。
- [63] 刘杰, 朱建华, 西北口混凝土面板堆石坝垫层材料渗透变形特性试验研究。水利水电科学研究院科学研究论文集第32集, 水利电力出版社, 1991。

- [55] 刘杰, 缪良娟, 柴河土坝心墙渗流控制安全分析, 岩土工程学报, 1990年第12卷, 第1期。
- [56] 顾淦巨, 土石坝的裂缝与压实质量, 岩土工程学报, 第4卷, 1982年第4期。
- [57] Bernell, L., Experiences of Wet Compacted Dams in Sweden, 14th ICOLD, vol. IV Q55, 1982.
- [58] Marulanda, A. Amaya, A. The Design and Construction of Colombia's Cuavio Dam, Water power and Dam Construction, December 1989.
- [59] Wolski, W. et al, Protection Against Piping of Dams Cores Made of Flysch Origin Cohesive soils, 10th ICOLD, 1970 vol. 1, Q36.
- [60] 刘杰, 土石坝裂缝的防止与渗流控制, 水利水电技术, 1991年第3期。
- [61] J.E.西尔拉等, 萨尔瓦兴娜坝的设计特点, 国外混凝土面板堆石坝, 水利电力出版社, 1988。
- [62] F.阿马耶等, 格里拉斯坝的设计、施工和运行, 国外混凝土面板堆石坝, 水利电力出版社, 1988。
- [63] 刘杰, 朱建华, 西北口混凝土面板堆石坝垫层材料渗透变形特性试验研究。水利水电科学研究院科学研究论文集第32集, 水利电力出版社, 1991。

- [55] 刘杰, 缪良娟, 柴河土坝心墙渗流控制安全分析, 岩土工程学报, 1990年第12卷, 第1期。
- [56] 顾淦巨, 土石坝的裂缝与压实质量, 岩土工程学报, 第4卷, 1982年第4期。
- [57] Bernell, L., Experiences of Wet Compacted Dams in Sweden, 14th ICOLD, vol. TV Q55, 1982.
- [58] Marulanda, A. Amaya, A. The Design and Construction of Colombia's Cuavio Dam, Water power and Dam Construction, December 1989.
- [59] Wolski, W. et al, Protection Against Piping of Dams Cores Made of Flysch Origin Cohesive soils, 10th ICOLD, 1970 vol. 1, Q36.
- [60] 刘杰, 土石坝裂缝的防止与渗流控制, 水利水电技术, 1991年第3期。
- [61] J.E.西尔拉等, 萨尔瓦兴娜坝的设计特点, 国外混凝土面板堆石坝, 水利电力出版社, 1988。
- [62] F.阿马耶等, 格里拉斯坝的设计、施工和运行, 国外混凝土面板堆石坝, 水利电力出版社, 1988。
- [63] 刘杰, 朱建华, 西北口混凝土面板堆石坝垫层材料渗透变形特性试验研究。水利水电科学研究院科学研究论文集第32集, 水利电力出版社, 1991。

- [55] 刘杰, 缪良娟, 柴河土坝心墙渗流控制安全分析, 岩土工程学报, 1990年第12卷, 第1期。
- [56] 顾淦巨, 土石坝的裂缝与压实质量, 岩土工程学报, 第4卷, 1982年第4期。
- [57] Bernell, L., Experiences of Wet Compacted Dams in Sweden, 14th ICOLD, vol. TV Q55, 1982.
- [58] Marulanda, A. Amaya, A. The Design and Construction of Colombia's Cuavio Dam, Water power and Dam Construction, December 1989.
- [59] Wolski, W. et al, Protection Against Piping of Dams Cores Made of Flysch Origin Cohesive soils, 10th ICOLD, 1970 vol. 1, Q36.
- [60] 刘杰, 土石坝裂缝的防止与渗流控制, 水利水电技术, 1991年第3期。
- [61] J.E.西尔拉等, 萨尔瓦兴娜坝的设计特点, 国外混凝土面板堆石坝, 水利电力出版社, 1988。
- [62] F.阿马耶等, 格里拉斯坝的设计、施工和运行, 国外混凝土面板堆石坝, 水利电力出版社, 1988。
- [63] 刘杰, 朱建华, 西北口混凝土面板堆石坝垫层材料渗透变形特性试验研究。水利水电科学研究院科学研究论文集第32集, 水利电力出版社, 1991。

- [55] 刘杰, 缪良娟, 柴河土坝心墙渗流控制安全分析, 岩土工程学报, 1990年第12卷, 第1期。
- [56] 顾淦巨, 土石坝的裂缝与压实质量, 岩土工程学报, 第4卷, 1982年第4期。
- [57] Bernell, L., Experiences of Wet Compacted Dams in Sweden, 14th ICOLD, vol. TV Q55, 1982.
- [58] Marulanda, A. Amaya, A. The Design and Construction of Colombia's Cuavio Dam, Water power and Dam Construction, December 1989.
- [59] Wolski, W. et al, Protection Against Piping of Dams Cores Made of Flysch Origin Cohesive soils, 10th ICOLD, 1970 vol. 1, Q36.
- [60] 刘杰, 土石坝裂缝的防止与渗流控制, 水利水电技术, 1991年第3期。
- [61] J.E.西尔拉等, 萨尔瓦兴娜坝的设计特点, 国外混凝土面板堆石坝, 水利电力出版社, 1988。
- [62] F.阿马耶等, 格里拉斯坝的设计、施工和运行, 国外混凝土面板堆石坝, 水利电力出版社, 1988。
- [63] 刘杰, 朱建华, 西北口混凝土面板堆石坝垫层材料渗透变形特性试验研究。水利水电科学研究院科学研究论文集第32集, 水利电力出版社, 1991。

- [55] 刘杰, 缪良娟, 柴河土坝心墙渗流控制安全分析, 岩土工程学报, 1990年第12卷, 第1期。
- [56] 顾淦巨, 土石坝的裂缝与压实质量, 岩土工程学报, 第4卷, 1982年第4期。
- [57] Bernell, L., Experiences of Wet Compacted Dams in Sweden, 14th ICOLD, vol. IV Q55, 1982.
- [58] Marulanda, A. Amaya, A. The Design and Construction of Colombia's Cuavio Dam, Water power and Dam Construction, December 1989.
- [59] Wolski, W. et al, Protection Against Piping of Dams Cores Made of Flysch Origin Cohesive soils, 10th ICOLD, 1970 vol. 1, Q36.
- [60] 刘杰, 土石坝裂缝的防止与渗流控制, 水利水电技术, 1991年第3期。
- [61] J.E.西尔拉等, 萨尔瓦兴娜坝的设计特点, 国外混凝土面板堆石坝, 水利电力出版社, 1988。
- [62] F.阿马耶等, 格里拉斯坝的设计、施工和运行, 国外混凝土面板堆石坝, 水利电力出版社, 1988。
- [63] 刘杰, 朱建华, 西北口混凝土面板堆石坝垫层材料渗透变形特性试验研究。水利水电科学研究院科学研究论文集第32集, 水利电力出版社, 1991。

- [55] 刘杰, 缪良娟, 柴河土坝心墙渗流控制安全分析, 岩土工程学报, 1990年第12卷, 第1期。
- [56] 顾淦巨, 土石坝的裂缝与压实质量, 岩土工程学报, 第4卷, 1982年第4期。
- [57] Bernell, L., Experiences of Wet Compacted Dams in Sweden, 14th ICOLD, vol. IV Q55, 1982.
- [58] Marulanda, A. Amaya, A. The Design and Construction of Colombia's Cuavio Dam, Water power and Dam Construction, December 1989.
- [59] Wolski, W. et al, Protection Against Piping of Dams Cores Made of Flysch Origin Cohesive soils, 10th ICOLD, 1970 vol. 1, Q36.
- [60] 刘杰, 土石坝裂缝的防止与渗流控制, 水利水电技术, 1991年第3期。
- [61] J.E.西尔拉等, 萨尔瓦兴娜坝的设计特点, 国外混凝土面板堆石坝, 水利电力出版社, 1988。
- [62] F.阿马耶等, 格里拉斯坝的设计、施工和运行, 国外混凝土面板堆石坝, 水利电力出版社, 1988。
- [63] 刘杰, 朱建华, 西北口混凝土面板堆石坝垫层材料渗透变形特性试验研究。水利水电科学研究院科学研究论文集第32集, 水利电力出版社, 1991。

- [55] 刘杰, 缪良娟, 柴河土坝心墙渗流控制安全分析, 岩土工程学报, 1990年第12卷, 第1期。
- [56] 顾淦巨, 土石坝的裂缝与压实质量, 岩土工程学报, 第4卷, 1982年第4期。
- [57] Bernell, L., Experiences of Wet Compacted Dams in Sweden, 14th ICOLD, vol. TV Q55, 1982.
- [58] Marulanda, A. Amaya, A. The Design and Construction of Colombia's Cuavio Dam, Water power and Dam Construction, December 1989.
- [59] Wolski, W. et al, Protection Against Piping of Dams Cores Made of Flysch Origin Cohesive soils, 10th ICOLD, 1970 vol. 1, Q36.
- [60] 刘杰, 土石坝裂缝的防止与渗流控制, 水利水电技术, 1991年第3期。
- [61] J.E. 西尔拉等, 萨尔瓦兴娜坝的设计特点, 国外混凝土面板堆石坝, 水利电力出版社, 1988。
- [62] F. 阿马耶等, 格里拉斯坝的设计、施工和运行, 国外混凝土面板堆石坝, 水利电力出版社, 1988。
- [63] 刘杰, 朱建华, 西北口混凝土面板堆石坝垫层材料渗透变形特性试验研究。水利水电科学研究院科学研究论文集第32集, 水利电力出版社, 1991。

- [55] 刘杰, 缪良娟, 柴河土坝心墙渗流控制安全分析, 岩土工程学报, 1990年第12卷, 第1期。
- [56] 顾淦巨, 土石坝的裂缝与压实质量, 岩土工程学报, 第4卷, 1982年第4期。
- [57] Bernell, L., Experiences of Wet Compacted Dams in Sweden, 14th ICOLD, vol. IV Q55, 1982.
- [58] Marulanda, A. Amaya, A. The Design and Construction of Colombia's Cuavio Dam, Water power and Dam Construction, December 1989.
- [59] Wolski, W. et al, Protection Against Piping of Dams Cores Made of Flysch Origin Cohesive soils, 10th ICOLD, 1970 vol. 1, Q36.
- [60] 刘杰, 土石坝裂缝的防治与渗流控制, 水利水电技术, 1991年第3期。
- [61] J.E.西尔拉等, 萨尔瓦兴娜坝的设计特点, 国外混凝土面板堆石坝, 水利电力出版社, 1988。
- [62] F.阿马耶等, 格里拉斯坝的设计、施工和运行, 国外混凝土面板堆石坝, 水利电力出版社, 1988。
- [63] 刘杰, 朱建华, 西北口混凝土面板堆石坝垫层材料渗透变形特性试验研究。水利水电科学研究院科学研究论文集第32集, 水利电力出版社, 1991。

- [55] 刘杰, 缪良娟, 柴河土坝心墙渗流控制安全分析, 岩土工程学报, 1990年第12卷, 第1期。
- [56] 顾淦巨, 土石坝的裂缝与压实质量, 岩土工程学报, 第4卷, 1982年第4期。
- [57] Bernell, L., Experiences of Wet Compacted Dams in Sweden, 14th ICOLD, vol. IV Q55, 1982.
- [58] Marulanda, A. Amaya, A. The Design and Construction of Colombia's Cuavio Dam, Water power and Dam Construction, December 1989.
- [59] Wolski, W. et al, Protection Against Piping of Dams Cores Made of Flysch Origin Cohesive soils, 10th ICOLD, 1970 vol. 1, Q36.
- [60] 刘杰, 土石坝裂缝的防止与渗流控制, 水利水电技术, 1991年第3期。
- [61] J.E.西尔拉等, 萨尔瓦兴娜坝的设计特点, 国外混凝土面板堆石坝, 水利电力出版社, 1988。
- [62] F.阿马耶等, 格里拉斯坝的设计、施工和运行, 国外混凝土面板堆石坝, 水利电力出版社, 1988。
- [63] 刘杰, 朱建华, 西北口混凝土面板堆石坝垫层材料渗透变形特性试验研究。水利水电科学研究院科学研究论文集第32集, 水利电力出版社, 1991。

- [55] 刘杰, 缪良娟, 柴河土坝心墙渗流控制安全分析, 岩土工程学报, 1990年第12卷, 第1期。
- [56] 顾淦巨, 土石坝的裂缝与压实质量, 岩土工程学报, 第4卷, 1982年第4期。
- [57] Bernell, L., Experiences of Wet Compacted Dams in Sweden, 14th ICOLD, vol. IV Q55, 1982.
- [58] Marulanda, A. Amaya, A. The Design and Construction of Colombia's Cuavio Dam, Water power and Dam Construction, December 1989.
- [59] Wolski, W. et al, Protection Against Piping of Dams Cores Made of Flysch Origin Cohesive soils, 10th ICOLD, 1970 vol. 1, Q36.
- [60] 刘杰, 土石坝裂缝的防治与渗流控制, 水利水电技术, 1991年第3期。
- [61] J.E.西尔拉等, 萨尔瓦兴娜坝的设计特点, 国外混凝土面板堆石坝, 水利电力出版社, 1988。
- [62] F.阿马耶等, 格里拉斯坝的设计、施工和运行, 国外混凝土面板堆石坝, 水利电力出版社, 1988。
- [63] 刘杰, 朱建华, 西北口混凝土面板堆石坝垫层材料渗透变形特性试验研究。水利水电科学研究院科学研究论文集第32集, 水利电力出版社, 1991。

- [55] 刘杰, 缪良娟, 柴河土坝心墙渗流控制安全分析, 岩土工程学报, 1990年第12卷, 第1期。
- [56] 顾淦巨, 土石坝的裂缝与压实质量, 岩土工程学报, 第4卷, 1982年第4期。
- [57] Bernell, L., Experiences of Wet Compacted Dams in Sweden, 14th ICOLD, vol. TV Q55, 1982.
- [58] Marulanda, A. Amaya, A. The Design and Construction of Colombia's Cuavio Dam, Water power and Dam Construction, December 1989.
- [59] Wolski, W. et al, Protection Against Piping of Dams Cores Made of Flysch Origin Cohesive soils, 10th ICOLD, 1970 vol. 1, Q36.
- [60] 刘杰, 土石坝裂缝的防止与渗流控制, 水利水电技术, 1991年第3期。
- [61] J.E.西尔拉等, 萨尔瓦兴娜坝的设计特点, 国外混凝土面板堆石坝, 水利电力出版社, 1988。
- [62] F.阿马耶等, 格里拉斯坝的设计、施工和运行, 国外混凝土面板堆石坝, 水利电力出版社, 1988。
- [63] 刘杰, 朱建华, 西北口混凝土面板堆石坝垫层材料渗透变形特性试验研究。水利水电科学研究院科学研究论文集第32集, 水利电力出版社, 1991。

- [55] 刘杰, 缪良娟, 柴河土坝心墙渗流控制安全分析, 岩土工程学报, 1990年第12卷, 第1期。
- [56] 顾淦巨, 土石坝的裂缝与压实质量, 岩土工程学报, 第4卷, 1982年第4期。
- [57] Bernell, L., Experiences of Wet Compacted Dams in Sweden, 14th ICOLD, vol. TV Q55, 1982.
- [58] Marulanda, A. Amaya, A. The Design and Construction of Colombia's Cuavio Dam, Water power and Dam Construction, December 1989.
- [59] Wolski, W. et al, Protection Against Piping of Dams Cores Made of Flysch Origin Cohesive soils, 10th ICOLD, 1970 vol. 1, Q36.
- [60] 刘杰, 土石坝裂缝的防止与渗流控制, 水利水电技术, 1991年第3期。
- [61] J.E.西尔拉等, 萨尔瓦兴娜坝的设计特点, 国外混凝土面板堆石坝, 水利电力出版社, 1988。
- [62] F.阿马耶等, 格里拉斯坝的设计、施工和运行, 国外混凝土面板堆石坝, 水利电力出版社, 1988。
- [63] 刘杰, 朱建华, 西北口混凝土面板堆石坝垫层材料渗透变形特性试验研究。水利水电科学研究院科学研究论文集第32集, 水利电力出版社, 1991。

- [55] 刘杰, 缪良娟, 柴河土坝心墙渗流控制安全分析, 岩土工程学报, 1990年第12卷, 第1期。
- [56] 顾淦巨, 土石坝的裂缝与压实质量, 岩土工程学报, 第4卷, 1982年第4期。
- [57] Bernell, L., Experiences of Wet Compacted Dams in Sweden, 14th ICOLD, vol. TV Q55, 1982.
- [58] Marulanda, A. Amaya, A. The Design and Construction of Colombia's Cuavio Dam, Water power and Dam Construction, December 1989.
- [59] Wolski, W. et al, Protection Against Piping of Dams Cores Made of Flysch Origin Cohesive soils, 10th ICOLD, 1970 vol. 1, Q36.
- [60] 刘杰, 土石坝裂缝的防止与渗流控制, 水利水电技术, 1991年第3期。
- [61] J.E.西尔拉等, 萨尔瓦兴娜坝的设计特点, 国外混凝土面板堆石坝, 水利电力出版社, 1988。
- [62] F.阿马耶等, 格里拉斯坝的设计、施工和运行, 国外混凝土面板堆石坝, 水利电力出版社, 1988。
- [63] 刘杰, 朱建华, 西北口混凝土面板堆石坝垫层材料渗透变形特性试验研究。水利水电科学研究院科学研究论文集第32集, 水利电力出版社, 1991。

- [55] 刘杰, 缪良娟, 柴河土坝心墙渗流控制安全分析, 岩土工程学报, 1990年第12卷, 第1期。
- [56] 顾淦巨, 土石坝的裂缝与压实质量, 岩土工程学报, 第4卷, 1982年第4期。
- [57] Bernell, L., Experiences of Wet Compacted Dams in Sweden, 14th ICOLD, vol. TV Q55, 1982.
- [58] Marulanda, A. Amaya, A. The Design and Construction of Colombia's Cuavio Dam, Water power and Dam Construction, December 1989.
- [59] Wolski, W. et al, Protection Against Piping of Dams Cores Made of Flysch Origin Cohesive soils, 10th ICOLD, 1970 vol. 1, Q36.
- [60] 刘杰, 土石坝裂缝的防止与渗流控制, 水利水电技术, 1991年第3期。
- [61] J.E. 西尔拉等, 萨尔瓦兴娜坝的设计特点, 国外混凝土面板堆石坝, 水利电力出版社, 1988。
- [62] F. 阿马耶等, 格里拉斯坝的设计、施工和运行, 国外混凝土面板堆石坝, 水利电力出版社, 1988。
- [63] 刘杰, 朱建华, 西北口混凝土面板堆石坝垫层材料渗透变形特性试验研究。水利水电科学研究院科学研究论文集第32集, 水利电力出版社, 1991。

- [55] 刘杰, 缪良娟, 柴河土坝心墙渗流控制安全分析, 岩土工程学报, 1990年第12卷, 第1期。
- [56] 顾淦巨, 土石坝的裂缝与压实质量, 岩土工程学报, 第4卷, 1982年第4期。
- [57] Bernell, L., Experiences of Wet Compacted Dams in Sweden, 14th ICOLD, vol. TV Q55, 1982.
- [58] Marulanda, A. Amaya, A. The Design and Construction of Colombia's Cuavio Dam, Water power and Dam Construction, December 1989.
- [59] Wolski, W. et al, Protection Against Piping of Dams Cores Made of Flysch Origin Cohesive soils, 10th ICOLD, 1970 vol. 1, Q36.
- [60] 刘杰, 土石坝裂缝的防止与渗流控制, 水利水电技术, 1991年第3期。
- [61] J.E. 西尔拉等, 萨尔瓦兴娜坝的设计特点, 国外混凝土面板堆石坝, 水利电力出版社, 1988。
- [62] F. 阿马耶等, 格里拉斯坝的设计、施工和运行, 国外混凝土面板堆石坝, 水利电力出版社, 1988。
- [63] 刘杰, 朱建华, 西北口混凝土面板堆石坝垫层材料渗透变形特性试验研究。水利水电科学研究院科学研究论文集第32集, 水利电力出版社, 1991。

- [55] 刘杰, 缪良娟, 柴河土坝心墙渗流控制安全分析, 岩土工程学报, 1990年第12卷, 第1期。
- [56] 顾淦巨, 土石坝的裂缝与压实质量, 岩土工程学报, 第4卷, 1982年第4期。
- [57] Bernell, L., Experiences of Wet Compacted Dams in Sweden, 14th ICOLD, vol. TV Q55, 1982.
- [58] Marulanda, A. Amaya, A. The Design and Construction of Colombia's Cuavio Dam, Water power and Dam Construction, December 1989.
- [59] Wolski, W. et al, Protection Against Piping of Dams Cores Made of Flysch Origin Cohesive soils, 10th ICOLD, 1970 vol. 1, Q36.
- [60] 刘杰, 土石坝裂缝的防止与渗流控制, 水利水电技术, 1991年第3期。
- [61] J.E. 西尔拉等, 萨尔瓦兴娜坝的设计特点, 国外混凝土面板堆石坝, 水利电力出版社, 1988。
- [62] F. 阿马耶等, 格里拉斯坝的设计、施工和运行, 国外混凝土面板堆石坝, 水利电力出版社, 1988。
- [63] 刘杰, 朱建华, 西北口混凝土面板堆石坝垫层材料渗透变形特性试验研究。水利水电科学研究院科学研究论文集第32集, 水利电力出版社, 1991。

- [55] 刘杰, 缪良娟, 柴河土坝心墙渗流控制安全分析, 岩土工程学报, 1990年第12卷, 第1期。
- [56] 顾淦巨, 土石坝的裂缝与压实质量, 岩土工程学报, 第4卷, 1982年第4期。
- [57] Bernell, L., Experiences of Wet Compacted Dams in Sweden, 14th ICOLD, vol. TV Q55, 1982.
- [58] Marulanda, A. Amaya, A. The Design and Construction of Colombia's Cuavio Dam, Water power and Dam Construction, December 1989.
- [59] Wolski, W. et al, Protection Against Piping of Dams Cores Made of Flysch Origin Cohesive soils, 10th ICOLD, 1970 vol. 1, Q36.
- [60] 刘杰, 土石坝裂缝的防止与渗流控制, 水利水电技术, 1991年第3期。
- [61] J.E. 西尔拉等, 萨尔瓦兴娜坝的设计特点, 国外混凝土面板堆石坝, 水利电力出版社, 1988。
- [62] F. 阿马耶等, 格里拉斯坝的设计、施工和运行, 国外混凝土面板堆石坝, 水利电力出版社, 1988。
- [63] 刘杰, 朱建华, 西北口混凝土面板堆石坝垫层材料渗透变形特性试验研究。水利水电科学研究院科学研究论文集第32集, 水利电力出版社, 1991。

- [55] 刘杰, 缪良娟, 柴河土坝心墙渗流控制安全分析, 岩土工程学报, 1990年第12卷, 第1期。
- [56] 顾淦巨, 土石坝的裂缝与压实质量, 岩土工程学报, 第4卷, 1982年第4期。
- [57] Bernell, L., Experiences of Wet Compacted Dams in Sweden, 14th ICOLD, vol. TV Q55, 1982.
- [58] Marulanda, A. Amaya, A. The Design and Construction of Colombia's Cuavio Dam, Water power and Dam Construction, December 1989.
- [59] Wolski, W. et al, Protection Against Piping of Dams Cores Made of Flysch Origin Cohesive soils, 10th ICOLD, 1970 vol. 1, Q36.
- [60] 刘杰, 土石坝裂缝的防治与渗流控制, 水利水电技术, 1991年第3期。
- [61] J.E.西尔拉等, 萨尔瓦兴娜坝的设计特点, 国外混凝土面板堆石坝, 水利电力出版社, 1988。
- [62] F.阿马耶等, 格里拉斯坝的设计、施工和运行, 国外混凝土面板堆石坝, 水利电力出版社, 1988。
- [63] 刘杰, 朱建华, 西北口混凝土面板堆石坝垫层材料渗透变形特性试验研究。水利水电科学研究院科学研究论文集第32集, 水利电力出版社, 1991。

- [55] 刘杰, 缪良娟, 柴河土坝心墙渗流控制安全分析, 岩土工程学报, 1990年第12卷, 第1期。
- [56] 顾淦巨, 土石坝的裂缝与压实质量, 岩土工程学报, 第4卷, 1982年第4期。
- [57] Bernell, L., Experiences of Wet Compacted Dams in Sweden, 14th ICOLD, vol. TV Q55, 1982.
- [58] Marulanda, A. Amaya, A. The Design and Construction of Colombia's Cuavio Dam, Water power and Dam Construction, December 1989.
- [59] Wolski, W. et al, Protection Against Piping of Dams Cores Made of Flysch Origin Cohesive soils, 10th ICOLD, 1970 vol. 1, Q36.
- [60] 刘杰, 土石坝裂缝的防止与渗流控制, 水利水电技术, 1991年第3期。
- [61] J.E. 西尔拉等, 萨尔瓦兴娜坝的设计特点, 国外混凝土面板堆石坝, 水利电力出版社, 1988。
- [62] F. 阿马耶等, 格里拉斯坝的设计、施工和运行, 国外混凝土面板堆石坝, 水利电力出版社, 1988。
- [63] 刘杰, 朱建华, 西北口混凝土面板堆石坝垫层材料渗透变形特性试验研究。水利水电科学研究院科学研究论文集第32集, 水利电力出版社, 1991。