TUSHIBA JIANSHE SHIYONG
JISHU YANJIU JI YINGYONG

土石坝建设实用技术研究及应用

郭庆国　蔡长治　著

黄河水利出版社

责任编辑 吉岭青　封面设计 谢 萍　责任校对 杨秀英　责任监制 常红昕

内 容 提 要

本书介绍了土石坝建设中若干实用技术问题的研究成果，包括研究方法、试验技术、应用范围。内容包括黏性土几种颗粒分析标准的比较分析，几种非常规岩石试验研究与应用，砂石滤层、无纺土工织物滤层的研究与应用，土石坝的填筑标准及应用，几种快速确定黏性土最大干密度的方法，超径粗粒土最大干密度的近似测定方法，土石坝高塑性区的作用及控制条件，黏土防渗墙的技术性能与应用，以及高压闸门止水和水工闸门尼龙滑块的研究与应用等。可供水利、电力、冶金系统有关科研、设计、施工技术人员及相关专业院校师生参考。

ISBN 7-80621-815-7

9 787806 218150 >

ISBN 7-80621-815-7/TV · 365

定价：25.00 元

土石坝建设实用技术研究及应用

郭庆国　蔡长治　著

黄河水利出版社

图书在版编目(CIP)数据

土石坝建设实用技术研究及应用/郭庆国,蔡长治著.
郑州:黄河水利出版社,2004.10
ISBN 7-80621-815-7

Ⅰ.土… Ⅱ.①郭…②蔡… Ⅲ.土石坝-水利工程 Ⅳ.TV641

中国版本图书馆 CIP 数据核字(2004)第 083431 号

出 版 社:黄河水利出版社
地址:河南省郑州市金水路 11 号 邮政编码:450003
发行单位:黄河水利出版社
发行部电话及传真:0371-6022620
E-mail:yrcp@public.zz.ha.cn
承印单位:黄河水利委员会印刷厂
开本:850 mm×1 168 mm 1/32
印张:7.75
字数:195 千字 印数:1—2 000
版次:2004 年 10 月第 1 版 印次:2004 年 10 月第 1 次印刷

书号:ISBN 7-80621-815-7/TV·365 定价:25.00 元

前　言

随着科学技术的发展，大型土石方机械、重型振动碾的应用，高土石坝、土质心(斜)墙堆石坝、混凝土面板堆石坝发展很快，高水头电站增多，新材料(如土工布、土工膜等)的出现和使用，给堤坝、水坝、尾矿坝、灰坝增添了新的色彩。大量坝工建设的实践，积累了丰富的经验，为坝工建设作出了巨大贡献，并制定了一系列的规程、规范，逐渐使坝工建设走上了程序化、规范化。

但因当地材料坝的筑坝材料主要是土石料，该材料属弹塑性材料，工程性质较为复杂，又受当地自然环境条件影响，性质多变。就某一种土石料而言，因存在的状态和自然条件不同，工程性质差异很大。另外，修建大坝多在山区，坝址区的地形、地质条件形形色色、错综复杂，几乎是一个坝址一个样。在这样复杂多变的条件下，加上高水头电站的兴起、新材料的应用等，有许多技术问题需要继续研究与探索。坝工建设目前仍处在半理论、半经验状态，正如著名坝工专家谢拉德(Sherard)所说："土石坝建设中许多东西，与其说是科学，不如说是艺术。"鉴于此种状况，在坝工建设中，除了依据规程、规范中的方法、要求、原则外，还必须结合工程所处的具体条件，进行必要而细致的试验研究和分析论证，使建成的工程符合当地的实际情况，只有这样才能达到经济合理的目的。为此，作者长期在第一线从事设计、施工、监理、咨询及岩土试验研究工作，对实践中遇到的问题进行了大量的试验研究、分析和论证，取得了一些成果。现将其中一部分撰写成此书，奉献给读者，如能对有关技术人员有所裨益，将是最大的欣慰。但因工作条件、学识所限，书中难免有不妥之处，敬请读者指正。

除对书中引用有关前人的东西加以注明外，对曾经关心与支持笔者的杨澍林、李铭播、周子慎、胡克让、陈德禹、车成文和一起共事的王雅范、曾云、张大存、王泽生、杨爱菊、刘正兴、杨鹏、李春林、李鹏、周俊、王亚斌、马凌云、刘爱龙、金雅玲、马理、付恩怀、张云、孙维卫等同志，在此一并深表感谢。

作　者

2004 年 7 月 10 日

目　录

第一章　黏性土几种颗粒分析标准的分析比较 …… (1)
1.1　引言 …… (1)
1.2　SD 标准与 AS 标准的比较 …… (1)
1.3　SD 标准与 SDS 标准的比较 …… (6)
1.4　小结 …… (7)
第二章　几种非常规岩石试验研究与应用 …… (10)
2.1　岩石点荷载试验方法的研究与应用 …… (10)
2.2　浸水软化对软弱岩石强度和变形特性的影响 …… (17)
2.3　白龙江宝珠寺水电工程基岩泥化夹层 D_5 渗透变形试验研究 …… (24)
第三章　砂石滤层的研究与应用 …… (35)
3.1　概况 …… (35)
3.2　砂石滤层准则的研究与进展 …… (36)
3.3　砂石滤层的材质、生产、压实标准与施工 …… (51)
第四章　无纺土工织物的滤层特性及应用 …… (66)
4.1　引言 …… (66)
4.2　滤层功能及设计准则 …… (66)
4.3　土工织物滤层的应用实例 …… (68)
4.4　土工织物滤层的物理模型试验 …… (72)
4.5　压密变形对土工织物滤层功能的影响 …… (76)
第五章　土石坝的压实标准及应用 …… (89)
5.1　概况 …… (89)
5.2　土石坝工程的压实标准及有关指标 …… (89)

5.3 关于 Dr 的名称 …… (93)
5.4 相对压实度与压实度的关系 …… (94)
5.5 施工质控标准 …… (94)
5.6 设计计算干密度(或干容重)指标的确定标准 …… (95)
5.7 填筑压实标准应用中存在的问题 …… (101)
5.8 应用中的矛盾及解决途径 …… (106)
5.9 小结 …… (110)
第六章 几种快速确定黏性细粒土最大干密度的方法 …… (112)
6.1 概况 …… (112)
6.2 几种快速确定黏性土最大干密度的方法 …… (113)
6.3 小结 …… (124)
第七章 超径粗粒土最大干密度的近似测定方法 …… (127)
7.1 引言 …… (127)
7.2 最大、最小干密度的试验条件 …… (128)
7.3 影响粗粒土密度特性的主要因素及变化规律 …… (129)
7.4 确定无黏性超径粗粒土最大干密度的近似测定方法 …… (133)
7.5 利用粗粒土实测资料对本节所提方法的验证 …… (134)
7.6 工程应用实例 …… (135)
7.7 小结 …… (138)
附:对测堆石原位密度附加质量法的应用与评价 …… (140)
第八章 土石坝高塑性区的作用及控制条件 …… (149)
8.1 引言 …… (149)
8.2 黏土心(斜)墙与混凝土防渗墙的连接 …… (149)
8.3 混凝土防渗墙插入黏土心墙存在的问题 …… (151)
8.4 分析研究及解决措施 …… (152)
8.5 混凝土防渗墙顶高塑性区的作用及控制条件 …… (157)
8.6 小结 …… (160)

第九章　塔里干黏土心墙土石坝防渗土料的性质及工程措施 …… (162)
9.1　工程概况 …… (162)
9.2　黏土料源勘察及工程性质试验 …… (162)
9.3　黏土料的特点 …… (166)
9.4　防渗土料的选择 …… (170)
9.5　黏土心墙采用的工程措施 …… (171)
9.6　小结 …… (172)
第十章　黏土防渗墙的技术性能及应用 …… (174)
10.1　概况 …… (174)
10.2　施工前的室内模型试验 …… (175)
10.3　黏土防渗墙的现场施工 …… (179)
10.4　黏土防渗墙的填筑质量及防渗性能 …… (181)
10.5　小结 …… (186)
第十一章　高压闸门充压式止水的试验研究与应用 …… (188)
11.1　概况 …… (188)
11.2　A 型充压式止水试验研究 …… (190)
11.3　J_3 型充压式止水的试验研究 …… (201)
11.4　对橡胶止水充压面形式的研讨 …… (207)
第十二章　水工闸门尼龙滑块的试验研究与应用 …… (211)
12.1　引言 …… (211)
12.2　尼龙滑块的受力条件及试验要求 …… (211)
12.3　Mc 尼龙$_6$ 材料的机械性能的测试 …… (212)
12.4　Mc 尼龙$_6$ 滑块与钢板(轨)的摩擦性能试验 …… (215)
12.5　对尼龙滑块和钢板间摩擦特性的讨论 …… (220)
12.6　小结 …… (225)
第十三章　沟后坝失事的思考 …… (227)

13.1 概况…… (227)
13.2 L墙缝的特点、教训、解决途径…… (229)
13.3 料源是坝体合理布置、分区设计的主要条件 …… (232)
13.4 混凝土面板堆石坝的特点及思考…… (233)
13.5 小结…… (236)

第一章　黏性土几种颗粒分析标准的分析比较

1.1　引言

在某土石坝工程的合同文件中，“填筑土料应满足图纸要求的合适级配(指级配上下包线，原是用《土工试验规程》(SDS01—79)方法测定的资料)。但对土颗粒分析标准，同时列出 $ASTM_{D422}$《土粒径分析》、《土工试验规程》(SD128—84)和《土工试验方法标准》(SDJ123—88)”。由于标准不同，测试成果不同，在施工填筑后的土料鉴别中，出现黏粒含量增大，级配曲线超出要求包线范围，认为不满足要求，常引起争议，这就引起对测试方法方面的考虑。另外在一些土石坝著作中，将国内外著名的已建土石坝的防渗土料的颗粒级配绘制在同一图上供坝工建设者借鉴、类比、评价及选择防渗土料，亦有忽视测试方法的问题。因此，为了正确评价和应用土料，有必要考虑测试方法标准问题。各国有各国的标准，甚至一个国家不同行业也有不同的标准，限于篇幅，不一一列举，这里着重就美国标准 $ASTM_{D422}$《土粒径分析》(以下简称 AS 标准) 与《土工试验规程》(SD128—84) (以下简称 SD 标准)、《土工试验规程 SDS01—79》(以下简称 SDS 标准)之间的差异讨论如下。

1.2　SD 标准与 AS 标准的比较

1.2.1　SD 标准与 AS 标准的相似之处

SD 与 AS 两种标准，在土颗粒分析中，关于土样制备、碾散方

法、过 2mm 筛、采 4% 浓度(40g/1 000mL)六偏磷酸钠(亚磷酸钠)溶液作分散剂、土的悬液体积为 1 000mL 等方面是相同的。SD 标准将粒径 $d<0.1$mm 的颗粒称细粒,用比重计法进行颗粒分析,将 $d>0.1$mm 的颗粒称为粗粒,用筛分法进行颗粒分析;AS 标准将粒径 $d>0.074$mm 的颗粒称为粗粒,用筛分法进行颗粒分析,将 $d<0.074$mm 的颗粒称为细粒,用比重计法进行颗粒分析。这一方面两者是相似的。筛分中除了筛孔形状尺寸略有差异外,试验、计算方法是基本相同的。

1.2.2 SD 标准与 AS 标准的不同之处

SD 标准:做颗粒分析试验时,称取风干或烘干土 30g,分散剂的加入量为 10mL;土的分散方法,先将称取土样倒入三角烧瓶中,加 200mL 水,浸泡不少于 18h 后,放在电热器上煮沸,从水煮沸开始计,黏土煮沸 1h,其他土煮沸不少于 0.5h,冷却后倒入量筒(沉淀筒)加入 10mL 分散剂,并注水至 1 000mL,供比重计法测试用。

AS 标准:做颗粒分析试验时,称取风干土或烘干土 50g,当砂土为多数时称 100g;将称取的土样放入烧杯中,再加 125mL 分散剂,浸泡至少 16h 后,将土倒入专门的分散杯中,加水至半杯以上,进行搅拌分散。搅拌方法有两种,一种是用高速机械搅拌器(在空气中 10 000 次/分)搅拌 1min,另一种是用空气搅拌器,在 140kPa 压力下,搅拌 5min。对塑性指数 $I_p<5$ 的土料,搅拌 5min;对塑性指数 $I_p=5\sim10$ 的土料,搅拌 10min;对塑性指数 $I_p>20$ 的土料,搅拌 15min。分散后将土样倒入量筒,并加水至1 000mL,供比重计法测试用。

上述两种标准的主要差别如下:

(1)两种方法土的悬液体积皆为 1 000mL,而一种称取土量为 30g,加入的分散剂为 10mL,另一种称取土量为 50g,加入的分散剂为 125mL,显然两者的土悬液体积浓度是不相同的。

(2)一种是做比重计测试前才加入分散剂,分散剂仅在比重计测试过程中起作用,另一种是一开始就加入分散剂,分散剂在浸泡、搅拌分散中及比重计测试过程中皆起作用,可见分散剂作用时间差别较大。

(3)从分散剂的加入量看,一种为 10mL,一种为 125mL,两者相差 12.5 倍。即使按单位土量计算,一种平均 1g 土加分散剂 0.33mL,另一种平均 1g 土加分散剂 2.5mL,两种标准也相差 7.6 倍。

(4)在分散方法上,一种用煮沸法分散,另一种是用高速机械搅拌。前者为高温煮沸,将对土中胶粒及易挥发物质有影响,后者用物理方法搅拌,对土质影响小,故两者分散方法、原理是不同的。

1.2.3 AS 与 SD 两种标准测试成果分析比较

如上所述,AS 标准与 SD 标准在方法上有不同之处,那么两者对同一土料的测试结果是否一致,尚需进一步了解。针对此问题,结合工程中的需要和现有条件,进行了对比试验,每取一种土样,分两份进行试验,得到两种方法的测试结果,以此资料为基础分析比较如下。

1.2.3.1 颗粒组成级配曲线的特点

对同一种土料用两种标准测的颗粒组成级配曲线如图 1-1 所示,AS 标准测得级配曲线在 SD 标准测试颗粒级配曲线上方。一般粒径愈粗,差别愈小,颗粒粒径愈细差别愈大,表明两种标准的测试结果是有差异的,且随土料颗粒愈细,黏性愈大,差别愈大。

1.2.3.2 两种标准测定黏粒含量的特点

对黏性土来说,人们在研究中多用黏粒(粒径 $d<0.005$mm 的颗粒称为黏粒,AS 标准、SD 标准皆用此定义)含量反映黏性土的性质,故这里对 AS 与 SD 两种标准各自测试的黏粒含量进行了统计分析,并绘制出它们的相关关系如图 1-2 所示。

由图 1-2 可以看出,两种方法测得的黏粒含量皆是随土性不

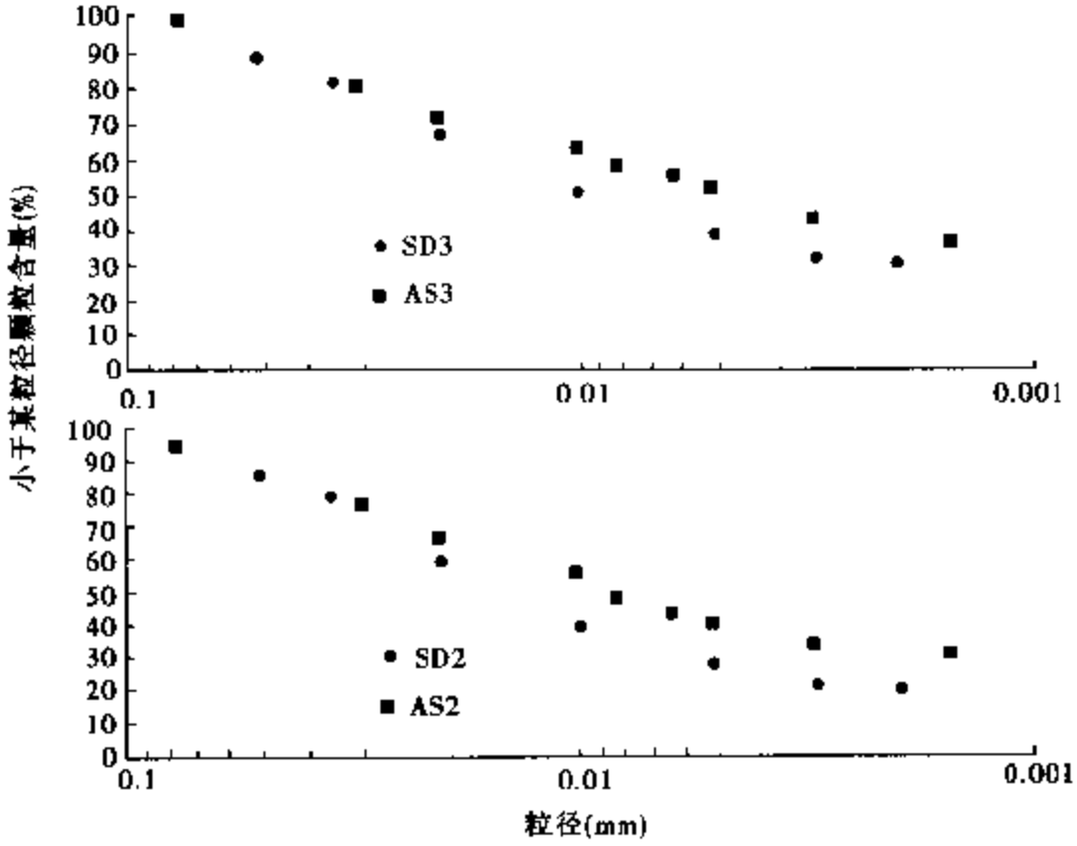


图 1-1　颗粒级配曲线

同而不同，当 SD 标准测得的黏粒含量大时，AS 标准测得的黏粒含量亦大，但 AS 标准测得的黏粒含量值比 SD 标准测得的黏粒含量值增大得较多。

1.2.3.3　两种标准黏粒含量差值与液限含水量关系的特点

如前所述，两种标准测得的黏粒含量的差值随土料性质不同而不同，为了反映这一特点，分别统计了每一种土料两种标准测得的黏粒含量的差值并引用了液限含水量这一物性指标，绘制了各种土料黏粒含量差值与液限含水量 ω_L 相关关系图，如图 1-3 所示。

由图 1-3 可以看出，土料的塑限含水率在 27%～53% 之间，黏粒含量差值在 4.5%～25% 之间变化，黏粒含量差值是随土性不同的变数，其规律是土的液限含水率愈大，两种标准测得的黏粒含量差值愈大。同时也说明黏性土的颗粒愈细，黏粒含量愈高，颗粒

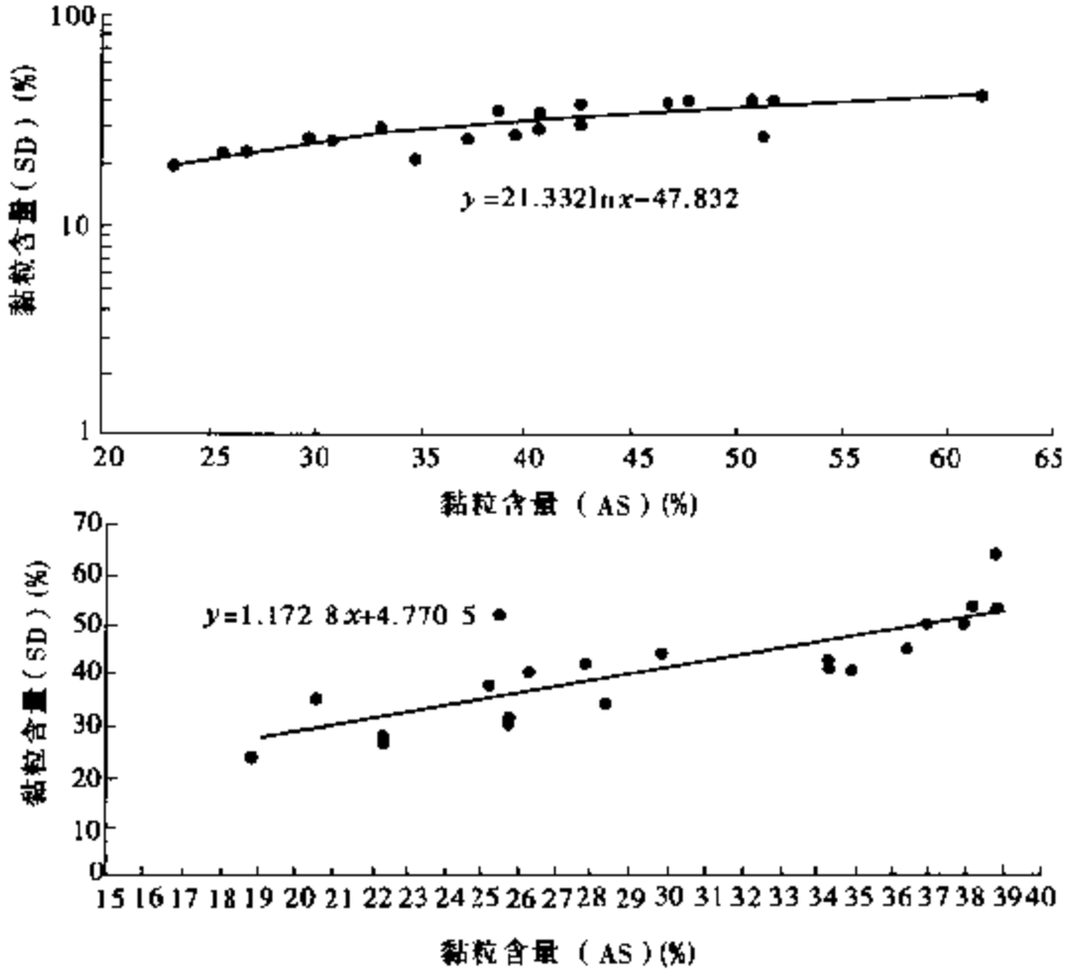


图 1-2　AS－SD 黏粒含量关系曲线

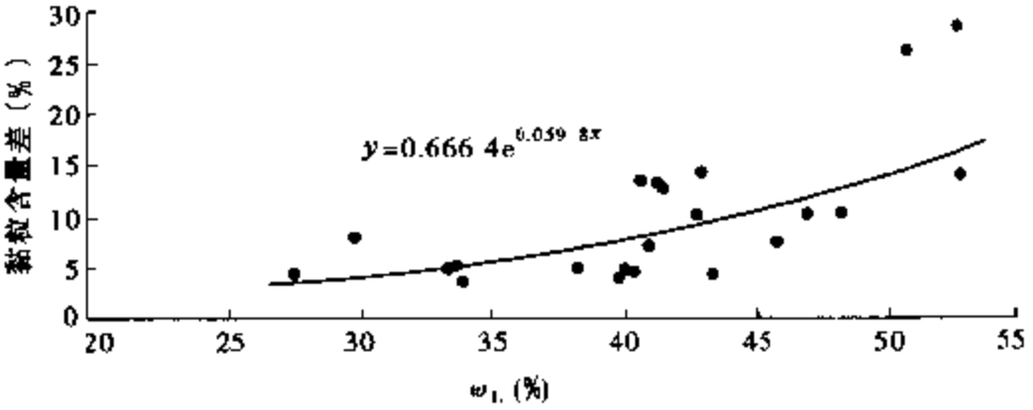


图 1-3　黏粒含量差与 ω_L 关系曲线

数量愈多，相应比表面积愈大，吸附水的能力愈强，则液限含水量愈大。

两种颗粒分析标准，其测试结果是有差异的。主要原因是两种标准本身有不同，如两种标准土的悬液体积同为1 000mL，相比之下，AS标准比SD标准土的称量多20g，分散剂多115mL，分散剂在全过程中起作用时间长，分散方法用机械搅拌对土样影响小，土的悬液浓度势必比SD标准浓度大，颗粒的沉降速率是不相同的，反映在测试结果中，AS标准测定的黏粒含量高，显然是合理的。这种差异也显示出两种标准各自的特点，故在颗粒级配资料分析、评价、应用中，必须按各自的测试标准区别对待。

1.3 SD标准与SDS标准的比较

SD标准与SDS标准的颗粒分析方法在总体上是相同的，但前者采用六偏磷酸钠作分散剂，后者采用氨水作分散剂。两种方法采用的分散剂不同，对其测试结果影响如何，值得讨论。

这两种标准皆为中国原水电部规程，尤其是从SDS到SD的规程修订中，一些单位曾做了大量工作，为土工界所熟悉，这里不再多说。为了反映差别，这里仅简要列举几例。如635工程的防渗土料，SD标准比SDS标准黏粒含量增大5%～9.6%，见表1-1；金盆水利枢纽工程土料用SD标准比SDS标准黏粒含量增大0.4%～8%。黄委勘测规划设计研究院小浪底工程设计分院地质处曾结合工程需要，在土料场(寺院坡、李家坡、前苇园、后苇园等小料场)开挖竖井10个，总深度206.3m，每隔1～2m取土样一次，共168个，每一土样分别用氨水(SDS)、六偏磷酸钠(SD)两种分散剂，共进行了336组颗粒分析对比试验。最后经分析比较认为，对轻中粉质壤土，差值较小，大部分在规定试验误差范围界线以内；对重粉质壤土，用六偏磷酸钠作分散剂比用氨水作分散剂黏粒($d<0.005$mm)含量多数增大2%～8%，个别为10%以上，如李家坡料场1号井13个土样资料，黏粒含量增大11%～19%。

由此可以看出，当用氨水作分散剂时，测得的黏粒含量为28%时，此土定名为重粉质壤土，再由如上述用六偏磷酸钠比用氨水作分散剂测得的黏粒含量增大8%时，则黏粒含量为36%，增大11%；黏粒含量为39%，增大17%；黏粒含量为45%，只要黏粒含量在30%～50%的，该土料定名为粉质黏土，黏粒含量大于50%的土料定名为黏土。

表1-1　SD和SDS两种标准测定黏粒含量比较

土样编号	黏粒(d<0.005mm)含量(%)		
	SD标准	SDS标准	两种标准差
Ⅰ-A	48.7	41.0	7.7
Ⅰ-B	40.6	31.0	9.6
Ⅵ	39.0	34.0	5.0

以上几个工程实例表明，对于同一土料，由于采用分散剂不同，不仅黏粒含量发生变化，连土的名称也发生了变化。显然不同方法有不同结果，反过来说，这个不同结果反映各自的方法、标准，故在用黏粒含量评价土性时，不能忽略各自测试方法及测试方法与有关标准的一致性。

1.4　小结

(1)土是由大小不等、形状不一的颗粒组成的，不同土料有不同的颗粒组成级配和性质，颗粒分析试验是以测定颗粒组成这一特性为目的。黏性土的土粒可分为原始颗粒和团粒两种，团粒是由许多小颗粒集结而成，它是在沉积过程及以后的生存期间形成的。在颗粒分析中对团粒有人主张全分散，以反映颗粒真实情况，有人主张半分散，以反映土的现实存在情况，至今仍在争论中，未形成统一意见。故目前使用的颗粒分析标准，方法差异较大，如在

分散方法上，日本、美国、德国采用搅拌方法，而搅拌方法也分机械搅拌法、超声波搅拌法、气流搅拌法，英国、瑞士用振荡法，原苏联、中国用煮沸法；在使用分散剂上，美国用六偏磷酸钠，原苏联用氨水，除此之外，也有用磷酸钠、焦酸钠、硅酸钠、双氧水……说明土的颗粒分析各国有各国的标准和方法，即使同一个国家不同行业和部门也有不同的标准和方法，对每一种标准而言，各有自己的特点和要求，故采用哪一种标准，必须遵守该标准规定的方法和要求。

(2)本章结合工程需要，并针对当前工程界存在的问题，对经常涉及到的 AS、SD、SDS 三种土颗粒分析方法重点进行了比较分析。经对上述资料对比分析认为，方法不同，团粒分散程度不同，测试结果不同，以黏粒含量为例(这三种方法皆将 $d<0.005$mm 颗粒定义为黏粒)，具有 AS＞SD＞SDS 之规律。具体地说，SDS 方法测定的黏粒含量最小，AS 测定的黏粒含量最大，SD 方法居中。

(3)对同一种土料不同方法测试的结果是不同的，它们之间的差异，其规律是土料细颗粒愈多，黏粒含量、液限含水率愈高，差值愈大，反之差别小。

(4)至于不同方法测试结果差值量的大小问题，鉴于地域辽阔，土性变化甚大，本章分析土料面小，尚不宜定论，也不需要定论，因为本章的目的旨在说明采用不同标准方法，测试结果是有差别的，不宜在不考虑标准的情况下进行比较。

(5)当根据土料颗粒分析级配或黏粒含量、评价土的性质及选用坝料时，或引用、借鉴其他国内外工程资料，用类比法选择防渗土料时应考虑各自采用的标准和方法。

(6)对同一工程宜用统一的标准方法，即使用的建材规程、试验规程、土石坝设计规范、土石坝施工规范等的统一性、一致性。这是土建建设者应遵守的原则。

参 考 文 献

[1] ASTM Designation D422—63 Standard Test Method For Particle - size Analysis of Soils (Reapproved 1990)

[2] 水利电力部《土工试验规程》SD128—84（第一分册）. 北京：水利电力出版社，1987

[3] 水利电力部《土工试验规程》SDS01—79(上册). 北京：水利出版社，1980

[4] 黄河小浪底水利枢纽工程寺院坡土料场补充勘查报告. 黄委会设计院小浪底工程设计分院地质处，1997.6

[5] 黑河水利枢纽工程土料勘测试验报告. 陕西省水利电力勘测设计研究院，1998.8

[6] 新疆 635 工程防渗土料工程性质试验研究. 西北水利科学研究所，1998

[7] 新疆 635 工程大坝土工试验及应力应变分析. 西北水利科学研究所，1998

[8] 郭庆国，等. 关于黏性土几种颗粒分析标准的分析比较. 土石坝工程，1998(4)

[9] 郭庆国，马红梅，王成. 关于黏性土几种颗粒分析标准的比较. 西北水电，1999(2).

第二章　几种非常规岩石试验研究与应用

2.1　岩石点荷载试验方法的研究与应用

2.1.1　引言

岩石分类、工程地质评价、岩体工程设计和施工，皆以岩石工程性质为基础，而获取岩石力学性质指标要通过室内常规试验或现场大型试验来实现。大型试验费力、费时、费用高，室内常规试验则要将采集来的岩样加工成标准尺寸的试件，再利用各种试验机和仪器测定出岩石力学性质指标。这样一则需要一套完整的加工和试验设备；二则风化、软弱的岩石往往遇水软化、崩解，难以加工成试件；三则岩体工程多处于远离试验设备、交通不便的地方。为此，多年来国内外科研人员都在研究结构简单、携带方便、适用野外并能快速测得成果的试验设备和方法，岩石点荷载试验就是其中的一种。

2.1.2　点荷载试验的基本原理

点荷载是将岩石试件置于上下对称的一对球端圆锥体之间，施加集中荷载直至破坏，测得破坏荷载值，然后以此为依据计算出点荷载强度、各向异性指数。

该方法的特点是岩石试件可以是规则的方形岩块、不规则岩块或是岩芯。对岩芯岩石试件既可以测定轴向又可以测定径向，对于岩块既可以测定顺岩层方向又可以测定垂直于岩层方向的岩石点荷载强度。试验中，为使岩石试件有良好的受力和传力条件，要求岩石试件各向尺寸之间必须满足一定条件，即岩芯试件的长

度与直径之比不小于1，加荷两点间的距离与直径之比为0.3～1.0；对不规则岩块试件，加荷处最小宽度与加荷两点间的距离之比为0.3～1.0，长度不小于两加荷点间距，两加荷点间距为30～50mm。

点荷载试验虽然不必对岩石试件进行专门加工，不是统一的形状和统一的标准尺寸，但实践证明，即使在同一种岩石中，由于尺寸不同，试验成果亦差异较大，尺寸效应显著。为了消除尺寸效应的影响，使不同尺寸的试验资料具有可比性，采用等效直径$D_e=50$mm为标准对试验成果进行修正。

2.1.2.1 未修正的点荷载强度的计算

未修正的点荷载强度的计算公式为

$$I_S = P/D_e^2 \tag{2-1}$$

式中 I_S——未修正的点荷载强度，MPa；

P——破坏荷载，N；

D_e——等效岩芯直径，mm。

对岩芯样试件进行径向试验时

$$D_e^2 = D'^2 \tag{2-2}$$

或

$$D_e^2 = DD' \tag{2-3}$$

式中 D——两加荷点间距，mm；

D'——上下锥端发生贯入试件破坏时两加荷点间距，mm。

对岩芯样试件进行轴向试验，对方形试件或不规则岩块试件试验时

$$D_e^2 = 4WD/\pi \tag{2-4}$$

或

$$D_e^2 = 4WD'/\pi \tag{2-5}$$

式中 W——通过两加荷点最小截面宽度，mm；

其他字母含义同前。

当对岩芯样试件做径向试验并且两加荷点间距为50mm时，

或对其他岩块试件及岩芯样试件做轴向试验 $D_e^2 = 2\ 500mm^2$ 时，按下式计算点荷载强度 $I_{S(50)}$

$$I_{S(50)} = P/D_e^2 = P/2\ 500 \tag{2-6}$$

或

$$I_{S(50)} = P/(4WD/\pi) = P/2\ 500 \tag{2-7}$$

2.1.2.2 点荷载强度的修正

当 D_e 不等于 50mm 时，应按下述方法修正：

(1)当试验数据较多，且同一组试件中 D_e 具有多种尺寸且皆不等于 50mm 时，可根据试验结果，绘制 $D_e^2 \sim P$ 关系曲线，在曲线上查出 $D_e^2 = 2\ 500mm^2$ 时对应的 $P_{(50)}$ 值，按下式计算出点荷载强度 $I_{S(50)}$

$$I_{S(50)} = P_{(50)}/2\ 500 \tag{2-8}$$

(2)当试验数据较少，仅只有少数岩块资料绘不出 $D_e^2 \sim P$ 关系曲线，不能用上述方法修正时，则按下式修正

$$I_{S(50)} = FI_S \tag{2-9}$$

式中 F——尺寸修正系数，并有 $F = (D_e/50)^m$ 关系，其中 $m = 2(1-n)$，n 为 $\lg P - \lg D_e^2$ 关系曲线的斜率，岩石不同，m 值有所不同，一般取 $m = 0.4 \sim 0.45$，当试件尺寸接近于 50mm 时，m 可近似取 0.5。

2.1.2.3 岩石各向异性指数计算

根据试验中测得的平行岩层和垂直岩层的点荷载强度，用下式计算出各向异性指数 I_a

$$I_a = I_{S(50)}/I_{S'(50)} \tag{2-10}$$

式中 I_a——岩石各向异性指数；

$I_{S(50)}$——垂直岩层的点荷载强度，MPa；

$I_{S'(50)}$——平行岩层的点荷载强度，MPa。

2.1.3 点荷载试验的应用和比较

近年来，我们在太白金矿、略阳金矿、银母寺铅锌矿及延安大桥等工程地质勘测工作中，为了评价岩石工程性质和为设计提供岩石性能指标，需要进行岩石物理力学性质试验，在试验工作中利用了结构简单、携带方便的点荷载仪，在现场进行百余组点荷载试验，并以实测资料为基础，按前述点荷载试验计算方法，计算出点荷载强度 $I_{S(50)}$。表 2-1 所列为部分实测资料及计算成果。

表 2-1 岩石点荷载试验成果算例

岩石名称	组号	W (mm)	D (mm)	P (N)	D_e (mm)	I_S (MPa)	F	$I_{S(50)}$ (MPa)
凝灰岩	D2	82.1	33.17	13 040	3 467	3.99	1.076	4.29
	D3	81.5	31.22	15 933	3 240	4.92	1.060	5.22
风化凝灰岩	D9	52.9	35.53	4 165	2 392	1.74	0.990	1.72
	D12	80.2	30.84	5 907	3 154	1.88	1.054	1.98
砂岩	2K1	43.2	19.10	7 484	1 068	7.12	0.826	5.88
	2K3	65.6	41.31	19 938	3 452	5.78	1.075	6.21
泥岩	2K1	87.2	22.30	12 781	2 476	5.16	0.998	5.15
云母长石质砂岩与绢云母砂岩质板岩互层	K1	59.4	29.71	10 558	2 245	4.70	0.976	4.59
	K2	63.6	20.12	22 781	3 086	7.30	1.049	7.74
	K3	59.4	35.12	14 748	2 654	5.56	1.015	5.64
	K4	55.1	34.22	10 306	2 401	4.29	0.991	4.25
	K5	58.3	36.22	13 670	2 690	5.08	1.017	5.17
	K6	58.9	35.82	6 211	2 460	2.52	0.996	2.51
	K9	59.6	27.83	12 735	2 110	6.03	0.958	5.79
	B8	53.3	31.20	7 573	2 117	3.58	0.963	3.45
	B16	56.9	30.03	12 303	2 233	5.53	0.975	5.37
	B17	49.9	34.13	20 662	2 168	9.53	0.960	9.20

在试验中，除了在现场进行点荷载试验外，还将部分岩石样送至西安进行了室内岩石单轴抗压强度试验，具体成果如表 2-2 所

示。另外以现场测定的点荷载强度和室内测定的单轴抗压强度两种相应的资料为基础，绘制了单轴抗压强度 R 和点荷载强度 $I_{S(50)}$ 相关关系图，见图 2-1。

表 2-2　三种公式计算 R 值与实测值之比较

岩石名称	组号	I_S (MPa)	$I_{S(50)}$ (MPa)	$R=26.4\times I_{S(50)}$ (MPa)	$R=22\times I_{S(50)}$ (MPa)	$R=17.86\times I_{S(50)}$ (MPa)	实测 R 值 (MPa)
凝灰岩	D2	3.99	4.29	113.3	94.4	71.3	108.3
	D3	4.92	5.22	137.8	114.8	87.9	132.3
风化凝灰岩	D9	1.74	1.72	45.4	37.8	31.1	27.3
	D12	1.80	1.98	52.3	43.6	33.6	32.4
砂岩	ZK1	7.12	5.88	155.2	129.4	127.2	135.9
	ZK3	5.70	6.21	163.9	136.6	103.2	159.8
泥岩	ZK1	5.16	5.15	136.0	113.3	92.2	106.5
云母长石质砂岩与绢云母砂质板岩互层	K1	4.70	4.59	121.2	101.0	83.9	156.3
	K2	7.38	7.74	204.3	170.3	131.0	199.5
	K3	5.56	5.64	148.9	124.1	99.3	192.5
	K4	4.29	4.25	112.2	93.5	76.6	108.7
	K5	5.08	5.17	136.5	113.7	90.7	171.5
	K6	2.52	2.51	66.3	55.2	45.0	70.6
	K9	6.03	5.79	152.7	127.4	107.7	100.5
	B8	3.58	3.45	91.1	75.9	63.9	95.2
	B16	5.53	5.37	141.8	118.1	90.8	144.6
	B17	9.53	9.20	242.9	202.4	170.2	250.5

由图 2-1 看出，单轴抗压强度 R 随点荷载强度的增大而增大，具有较好的线性关系，由此得到的相关关系式为

$$R = 26.4 I_{S(50)} \tag{2-11}$$

为了进一步比较，除用式(2-11)计算 R 外，还用国际岩石力

学学会建议的公式 $R=22I_{S(50)}$ 和成都地质学院提出的 $R=17.86I_S$ 分别进行了计算，计算结果见表2-2。

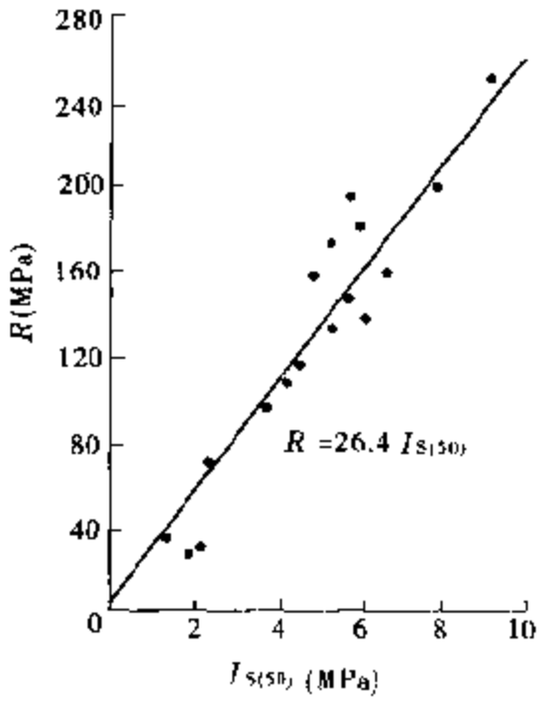


图 2-1 $R\sim I_{s(50)}$ 关系图

用实测单轴抗压强度与上述三种公式所得的计算值相比较，其中实测值与式 $R=26.4I_{S(50)}$ 计算值的差值为 $-29.5\sim+43.6$ MPa，平均差值为 $+2.57$ MPa；与式 $R=22I_{S(50)}$ 计算值的差值为 $-14.2\sim+68.4$MPa，平均差值为 $+24.6$MPa；与式 $R-17.86I_S$ 计算值的差值为 $-3.8\sim+93.2$MPa，平均差值为44.59MPa。说明用式 $R=26.4I_{S(50)}$ 计算结果比较接近实测值，即在陕西地区应用式(2-11)，由点荷载强度确定岩石的单轴抗压强度是可行的。

同时上述资料也表明，岩石性能较为复杂，往往受到岩石本身的成因、性质、风化程度及环境影响，试验条件差异较大，加上前述的几个相关公式皆是试验资料相关的公式，各有自身的条件和一定的局限性，各地区应在实践中确定适合本地区的相关关系式，为点荷载试验更广泛的应用打下基础。

2.1.4 点荷载试验在风化软弱岩石中的应用

岩石遭风化之后，强度降低，往往遇水软化崩解，性能变化特别大，但有的工程建设在风化软弱岩石之中或之上，仍然需要强度指标。在常规岩石试验中，这类岩石因难以加工成符合要求的试件而测不出强度指标。利用上述的点荷载试验方法可以有效地解

决这一问题，以满足工程需要。表 2-3 所列为我们运用点荷载试验方法确定一些风化岩石单轴抗压强度的实测成果。

表 2-3　用点荷载试验确定风化岩石单轴抗压强度实例

岩石名称	风化程度	$I_{S(50)}$(MPa)	R(MPa)
安山玢岩（糜棱岩化）	钻孔深部取样	0.21～0.51	5.55～13.5
石英岩	微风化	3.7～7.0	97.9～104.9
	强～中风化	1.1～2.6	29.6～69.6
安山玢岩	微风化	3.1～6.4	81.5～169.7
	强～中风化	1.05～2.04	27.6～53.9
板岩	微风化	3.03	80.0
花岗斑岩	弱风化	5.53～6.07	146～160.2
	强～中风化	1.57～2.44	41.5～64.3
角砾岩	强～中风化	0.58～1.20	15.4～31.6
云母长石质砂岩与绢云母砂岩板岩互层	弱风化	4.76～10.13	125.6～267.5
	强～中风化	0.78～3.36	20.6～89.2

2.1.5　小结

(1)点荷载仪重量轻(约 20kg)，结构简单，携带方便，是一种适用野外进行现场快速试验的良好设备。

(2)点荷载试验使用的岩石试件为岩芯、方形岩块及不规则岩块，岩石试件不需进行专门加工，因此设备简单，费用低，并能测定风化、软弱岩石，解决了常规方法不能解决的难题。

(3)本节提出的 $R = 26.4I_{S(50)}$ 的关系式比较能反映地区实际。在今后的实践中，应充分利用点荷载试验的优越性，积累经验，建立适合本地区的相关关系式，从而确定合理的岩石力学参数。

2.2 浸水软化对软弱岩石强度和变形特性的影响

2.2.1 引言

第三系尤其上新统地层的岩石，它的特点是时代新、成岩程度差、强度低、遇水易软化甚至崩解、失水易干裂，抗风化能力低，工程性能变化大，并且分布较广，如葛洲坝、万安、升钟、山岔、盐锅峡、八盘峡、公伯峡、盘道岭等水利水电工程皆遇到此类软弱岩石地基。以盘道岭 15.7km 长引水隧洞为例，它是穿越在第三系上新统湖相沉积砂岩、泥质砂岩、砂质泥岩等软岩之中，前 6.2km 段大部分有地下水，中间 6km 段最大埋深 404m，地应力较大，无地下水。当隧洞建成通水后，若衬砌出现细小裂缝或伸缩缝、施工缝质量欠佳时，形成内水外漏，使围岩浸水软化强度降低，危及工程安全。为此，本节主要通过围压作用下的三轴试验，测定不同状态下的应力应变，分析研究了浸水软化对岩石强度、变形力学性质的影响。

2.2.2 试验条件和岩石物理性质

本次试验中，除了通常用一般物性和单轴抗压强度试验之外，着重考虑天然岩石是处在有周围岩石作用的状态之中，而采用与实际工况较接近的三轴压缩试验，最大周围压力为 3MPa。几种岩石的基本性质见表 2-4。

2.2.3 软弱岩石的应力应变特性

该类岩石虽属软弱岩石，因受历史的沉积和成岩作用，是比较密实的。但由于含水量及软化程度不同，三轴试验的应力—应变关系曲线归纳起来大体有如下几种：

(1)当岩石样处于干燥状态时，比较干硬，强度较高。应力随应变的增大而增大，二者呈线性关系上升，当应力增至破坏强度时，产生纵向裂缝而急剧破坏，强度值突然下降，呈显著的脆性破坏形式，破坏时强度较高，应变值较小，也就是在较小应变下强度

达最大值。

表 2-4　岩石的物理性质

工程与岩石名称	天然状态				颗粒组成(%)		
	比重	干密度 (g/cm^3)	含水量 (%)	饱和度 (%)	>0.05 mm	0.05~0.005mm	<0.005mm
盘道岭砖红色砂岩	2.66	1.92	5.60	38.7	86.9	7.8	5.3
盘道岭褐红色泥质砂岩	2.66	2.00	6.80	54.8	79.6	12.8	7.6
盘道岭砖红色砂质泥岩	2.69	2.26	5.30	75.0	47.3	36.6	16.1
尼那黏土岩	2.70	2.31	3.20	51.1	27.3	43.7	29.0
直岗拉卡粉砂质黏土岩	2.64	2.13	8.10	89.5	9.1	50.7	40.2
直岗拉卡黏土质砂岩	2.64	2.16	3.73	44.4	19.7	50.8	29.6
公伯峡砂砾岩	2.61	2.26	2.03	34.2	(>5mm) 32.8	(5~0.5mm) 34.2	(<0.5mm) 33.1

(2)当岩石样处于饱和状态时,由于浸水发生软化,破坏了颗粒间结构强度,表现在应力—应变关系曲线上,初始段有稍许弯曲,是因浸水表面有些许膨胀使岩样内应力失效、表面松弛等而致使受力后发生压密变形的结果;接着应力随应变增大,又近似呈线性关系;当应力达屈服点之后,应变的增长率比应力增长率大,此段显示出塑性变形的特征,应力—应变为曲线形。随应力、应变的继续增大的后段有两种形式:一种是压力水平较高时虽仍在缓慢上升,而增长率是趋于减小,关系曲线呈应变硬化型;另一种当应力水平较低时,应力—应变关系曲线上有明显的峰值,呈应变软化型。

(3)当岩样有一定的含水量仍为非饱和状态时,应力—应变关系曲线介于上述两者之间,它比饱和状态强度值高,应变较小,应力—应变关系随岩性、压力水平而不同,两种类型皆有出现。但含水量愈大,愈趋向饱和状态;含水量愈小,愈趋向干燥状态。

2.2.4　浸水软化对变形值的影响

为了反映浸水软化对变形值的影响,以表 2-5 中盘道岭三种岩石三轴应力应变统计资料为例,可以看出,它的应变值有如下几

种特点：

表 2-5　盘道岭三种岩石应变资料

岩石名称			砖红色砂岩	褐红色泥质砂岩	砖红色砂质泥岩
峰点应变（%）	天然状态	范围	1.04～3.24	1.19～2.53	1.37～2.53
		平均值	1.91	1.76	1.99
	饱和状态	范围	1.36～3.90	2.13～3.23	1.49～4.79
		平均值	2.52	2.61	3.3
屈服点应变（%）	天然状态	范围	0.78～2.46	0.87～2.34	1.40～2.34
		平均值	1.50	1.45	1.86
	饱和状态	范围	0.96～2.91	1.60～2.70	1.38～3.48
		平均值	1.86	2.06	2.22
饱和应变与天然应变比（%）		峰点	1.32	1.48	1.66
		屈服点	1.24	1.42	1.19
屈服点和峰点应变比（%）		天然	78.5	82.4	93.5
		饱和	73.8	78.9	67.3

(1)这三种岩石中，无论是天然状态或饱和状态，还是屈服点或峰点，皆是砖红色砂质泥岩应变值最大，砖红色砂岩应变值最小。

(2)从同为天然状态方面看，也是砖红色砂质泥岩比其他两种应变值为大。

(3)从峰值点看，饱和状态的应变值是天然状态应变值的1.32～1.66倍；从屈服点看，饱和状态应变值是天然状态应变值的1.19～1.42倍。这说明饱和浸水使岩体软化，致使变形增大，这是三种岩石的共同规律。

(4)从天然状态看，屈服点应变值为峰点应变值的78.5%～93.5%；从饱和状态看，屈服点的应变值是峰点应变值的67.3%～78.9%。两者比较，前者说明天然状态时，由于含水量较低，软化影响较小，岩石干硬，强度较高，塑性变形较小，形成屈服点和峰点较为接近；后者说明，由于饱和软化影响大，塑性变形大，屈服点出

现得早,形成屈服点与峰点间距大。

综上所述,浸水软化的结果使岩石强度降低、变形增大,并且岩石含水量愈大,粉黏粒含量愈多,岩石愈软弱,软化影响愈大,如砖红色砂质泥岩的粉黏粒含量高达52.7%,变形也较大。

2.2.5 软弱岩石的强度特性

(1)由表2-6资料看出,无论是饱和状态还是非饱和及干燥状

表2-6 几种软弱岩石的单轴与三轴抗压强度资料

工程与岩石名称	状态	单轴抗压强度(MPa)	三轴试验强度(MPa)					
尼 那 黏土岩	天然	11～28 20	σ_3 σ	0.2 24.2	0.4 27.0	1.2 34.3	2.0 40.3	
直岗拉卡 粉砂质黏土岩	天然	14.6～19.9 16.2	σ_3 σ	0.5 17.7	1.0 19.6	1.5 20.8	2.0 21.2	2.5 26.0
直岗拉卡 黏土质砂岩	天然	10～15.3 11.1	σ_3 σ	0.2 13.2	0.4 15.3	0.8 16.2	1.6 19.0	3.2 22.7
公伯峡 砂砾岩	天然	12.6～17.1 15.0	σ_3 σ	0.2 10.3	0.4 15.0	0.7 19.5	1.2 23.1	2.0 28.5
公伯峡 砾砂岩	天然	2.5～5.0 4.1	σ_3 σ	0.2 5.3	0.4 5.8	0.8 7.3	1.6 10.6	2.4 14.3
盘道岭 砖红色砂岩	天然	1.1	σ_3 σ	0.1 1.6	0.2 2.2	0.3 2.8	0.4 3.4	0.5 3.7
	饱和	0.6	σ_3 σ	0.1 0.9	0.2 1.4	0.3 1.9	0.4 2.4	0.5 2.8
盘道岭 褐红色泥质砂岩	天然	2.1	σ_3 σ	0.2 2.1	0.4 3.7	0.6 3.9	0.9 4.7	1.2 5.8
	饱和	0.6	σ_3 σ	0.1 0.9	0.2 1.5	0.3 1.8	0.4 2.3	
盘道岭 砖红色砂质泥岩	天然	5.3	σ_3 σ	0.1 5.8	0.2 6.5	0.3 7.7	0.4 7.6	0.5 7.0
	饱和	0.9	σ_3 σ	0.1 1.18	0.2 1.22	0.3 1.35	0.4 1.75	0.5 1.40

态，有围压作用时三轴抗压强度大于单轴抗压强度，是围压作用改变了应力状况，限制了侧向变形等增强了抗压能力，这一特性更符合天然岩石的工况，使用三轴抗压强度更切合实际。

(2)三轴抗压强度与周围压力的关系，皆是随围压的增大而增大，其规律一般有两种情况，一是线性关系用式(2-12)表达，二是曲线关系用式(2-13)表达。前者多适用于岩石较为坚硬、含水低、压力水平较低的条件，后者多适用于岩石较为软弱，含水量较大、压力水平较高的条件。

$$\sigma = \sigma_0 + m\sigma_3 \tag{2-12}$$

$$\sigma = \sigma_0 + AP_a(\sigma_3/P_a)^b \tag{2-13}$$

式中 P_a——大气压力；

σ——三轴抗压强度；

σ_3——周围压力；

m、A、b——强度参数。

当 $\sigma_3 = 0$ 时，$\sigma = \sigma_0$，相当于单轴抗压强度，当 $b = 1$ 时，$m = A$，则式(2-13)和式(2-12)相同，故式(2-12)是式(2-13)的一种特殊情况。用式(2-13)反映软弱岩石三轴抗压强度与周围压力的关系更为全面。

(3)饱和状态比天然(非饱和)或干燥状态抗压强度小，这是岩土特性的共同规律。但对软弱岩石来说，两者相差更大，浸水软化效应更为突出，浸水的结果强度降低得更多，是它的显著特征。

(4)浸水软化对强度特性指标影响的实例，具体数据见表2-7、表2-8。

通常用以反映岩石软化特性的指标是软化系数，它是指在单轴抗压条件下的饱和抗压强度与干抗压强度比值，面对本章中采用三轴压缩条件的饱和与天然状态抗压强度的比值，这里称为软化系数，用 K_p' 表示，以示区别。对隧洞岩石来说有周围岩体及支

护衬砌作用，用 K_p' 比 K_p 更能反映实际状态。

表 2-7　几种岩石单轴抗压强度比较

工程与岩石名称	尼　那 黏土岩	直岗拉卡 粉砂质黏土岩	直岗拉卡 黏土质砂岩	公伯峡 砂砾岩
天然状态(MPa)	11～28	1.5～2.0	10～15.3	12.6～17.1
干燥状态(MPa)	17～31	14.6～19.9	23.2～25.2	14.3～20.0
饱和状态(MPa)	2.5～7.1	0.13～0.20	1.45～2.18	0.73～2.75
饱和比天然状态下降(%)	10～35	89.7～90.0	39.3～56.9	11.9～14.5
饱和比干燥状态下降(%)	77～85	99	91.3～93.8	86.3～94.9

表 2-8　盘道岭岩石三轴强度参数饱和比天然状态下降资料

盘道岭三种岩石	砖红色砂岩	褐红色泥质砂岩	砖红色砂质泥岩
抗压强度下降(%)	27.3～43.2	35.4～62.6	79.1～88.7
割线模量下降(%)	39.0～53.3	50.8～72.9	80.0～87.0
切线模量下降(%)	49.4～59.7	46.8～70.5	80.4～89.8
破坏呈模量下降(%)	42.1～56	56.2～74.1	81.3～93.1
抗剪强度 ϕ 值下降(%)	11.0	6.0	51.0
抗剪强度 C 值下降(%)	40.0	55.0	64.0

经统计，砖红色砂岩，$K_p'=0.57\sim0.74$，平均值为 0.67；褐红色泥质砂岩 $K_p'=0.44\sim0.62$，平均值为 0.56；砖红色砂质泥岩 $K_p'=0.17\sim0.23$，平均值为 0.20。反映粉黏粒含量最大的砖红色砂质泥岩软化系数最小，强度降低 80%。直岗拉卡黏土岩比天

然状态单轴抗压强度下降 89.7% ～90.0%，比干燥状态下降99%，表明了岩石愈软弱，浸水软化的影响愈大，强度降低愈多。同样表中所列的变形模量、抗剪强度等指标也是相似的变化规律，皆显示出软弱岩石的共同特性。另外，由抗剪强度指标来看，C值比ϕ值下降得更为突出，它揭示出软弱岩石由于水分子的浸入，改变了岩石物理状态，破坏了颗粒间联结力，致使结构强度破坏，使各种强度性能出现较大的降低，变形增大，并且岩石愈软弱，浸水软化的影响愈大。

在软弱岩石地基中，当工程开挖后，这类岩石失去了原来的围岩压力，还会失水干裂，浸水膨胀以至崩解。因此，为了防止强度降低而危及工程安全，加强保护和及时采取衬砌等工程措施是甚为重要的。

2.2.6 小结

(1)软弱岩石干燥状态时强度较高、变形较小，破坏形式为脆性破坏，饱和后由于浸水软化的影响强度降低，应变增大，破坏形式类似土料一样有应变硬化和应变软化两种类型。当开挖后露出自由面失去围压后，还会失水干裂，浸水膨胀和崩解，此点工程界应予以重视，要注意保护，及时衬砌。

(2)通常所说的强度，是指峰值(极限强度)，但在屈服点后，变形增大，意味着结构部分破坏和结构上的不稳定，故从工程安全方面考虑，尤其对软弱岩石来说，屈服强度是有实用意义和使用价值的。

(3)由于软弱岩石有失水干裂，浸水软化、崩解的特性，故岩石试验的试样加工时不宜采用水冷却机具，可用风冷或其他方法，且试验时不宜在无侧压力(围压)下进行饱和试验，而应在有围压力作用下进行饱和及各项力学性质试验，这样既防止浸水膨胀或崩解破坏试样使试验失真，又反映实际受力状态。

2.3 白龙江宝珠寺水电工程基岩泥化夹层 D_5 渗透变形试验研究

2.3.1 概况

许多水电工程基岩，不同程度地存在着泥化夹层，形成薄弱环节，影响工程安全。如宝珠寺水电工程的坝基主要为砂岩，岩质坚硬，但存在泥化夹层，它与其他构造组合、切割形成影响稳定的楔形体和复杂的渗透通道，尤其是坝体建成水位升高，渗透水流有可能沿岩层带走细颗粒发生渗透变形，危及坝基及工程安全。除了对稳定问题考虑之外，还需对泥化夹层进行渗透变形试验研究，掌握特性，采取合理的工程措施。

2.3.2 宝珠寺基岩泥化夹层的特征

地质资料表明，坝址区的基岩主要是奥陶系条纹状砂岩，属浅海相碎屑岩生成。各层间有极薄层钙泥质粉砂岩和砂质页岩，这些相对软弱的岩石，经顺层构造错动，形成挤压破碎带、劈理带、鳞片带及糜棱岩条带，后又经地下水长期作用，其中糜棱岩和部分页岩鳞片带产生泥化，发育成夹泥的软弱破碎层，也称剪切破碎夹泥层，由于夹泥亦称泥化夹层。还有少数是由风化而成的泥化夹层，出现在强、弱风化带中，经风化和次生物充填成短小的夹泥层，呈层面裂隙状，溶蚀填泥的呈透镜体状或囊状，如 D_2。泥化夹层的岩性与原岩相比，物质成分松散，含水量增高，力学强度降低，它虽夹泥但未全部泥化，按岩性组成分为 4 种：①夹层上部和下部为钙泥质粉砂岩，并泥化成含砾壤土，中部为钙硅砂岩，常发育成层间劈理带，有泥膜充填，如 D_1、D_3，上下盘围岩裂隙发育，多遭受强风；②为单一薄层钙泥质粉砂岩，大部分泥化成壤土，含少量角砾，局部存有未泥化的鳞片状岩屑，如 D_6、D_{19}、D_{20} 等；③夹层岩性为较厚的钙泥质粉砂岩，并夹有粉质页岩薄层，受构造错动，多呈鳞片

状劈理带，泥化形成泥化带，如 D_5、D_6 等；④薄层钙硅质粉砂岩、细砂岩及极薄层钙质粉砂岩互层，经层间错动，后者产生泥化，前者节理发育，导致夹层破碎，如 D_7、D_{113} 等。经比较它们的性状，两岸比河床差，左岸比右岸差，产状与岩层一致，在坝轴线附近倾角较缓、约 20°，向下游逐渐变陡，倾角达 45°，发育深度可达 60m 以上。夹泥的矿物成分各不相同，但主要成分为水云母，有的含少量蒙脱石、绿泥石等，泥化物的粒径以粉粒、砂粒为主，黏粒含量较少，并含有角砾，天然含水量较高，一般均为塑性状态，有的接近流限，干密度比原岩为小，在 1.57～1.71g/cm^3 范围。

2.3.3 试验方案与试验方法

2.3.3.1 现场渗透变形试验地点的选择

宝珠寺坝址区基岩中的泥化夹层较多，从夹层的大小和对工程的影响看，D_5 夹层具有代表性，加上目前施工中开挖的 4 号、6 号、8 号等混凝土置换洞皆穿越该层，暴露面较多，试验场地大，开挖量小，风、水、电供应方便，故选在 8 号洞中对 D_5 进行现场试验。

2.3.3.2 试验方案与试验方法

泥化夹层处在坚硬岩层之中，是夹层的剪切破碎带，多呈片状，且相互之间挤得紧密、软弱、易破碎，用扰动样不能代表天然结构，只宜在现场进行原位渗透试验和在室内进行原状渗透试验。

至于现场渗透变形的试验方法，据国内外资料多采用钻孔注水辐射渗透方法，水流方向、渗径长短等皆比较复杂，影响成果精度。考虑上述弊端，结合宝珠寺施工混凝土置换洞的有利条件，采用断面截割法进行渗透变形试验。即在选定地点和试件尺寸后，对夹层所示除了两侧坚硬岩盘两面不动外，对试样左右两侧夹层掏槽并浇筑混凝土砂浆封堵，再在试样底部掏槽，在该槽的底部浇混凝土砂浆封堵并与左右两侧封堵体相连，以阻止水流向底部和两侧渗流，目的是将三元问题简化为二元问题，便于控制渗流方向和渗径，使渗流条件明确。在底槽上部接近夹层试样间填透水性

强砂砾石料，并在其中预埋进水花管，砂砾石层起缓冲层作用，使由花管出来的水流分散均匀地渗入试样。

渗透试验的供水系统采用两台并联微型水泵并与进水花管相连，水头（水压）用溢流阀控制，压力计读数，当溢流阀关闭时有水头压力，水流才能向试样渗透。试验中如同室内试验一样，水流由下而上渗透试样，有一级水头，测得一个稳定流量，如此继续水头由低至高，直至发生渗流破坏为止。具体试验装置如图 2-2 所示。

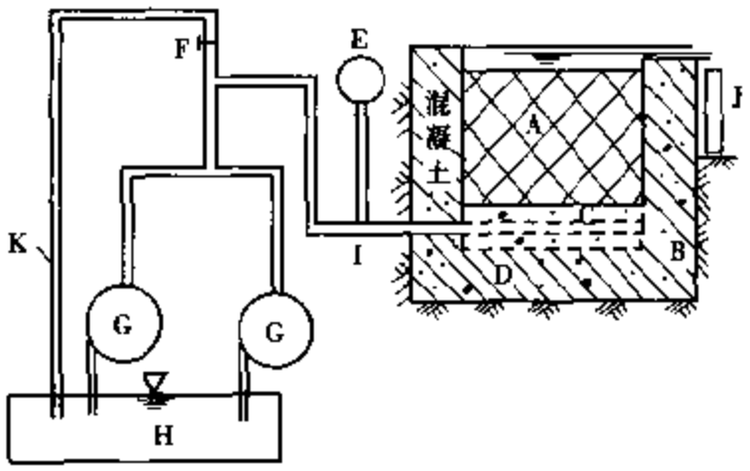


图 2-2　现场渗透变形试验装置示意图

A—软弱夹层试件；B—混凝土砂浆；C—砂石垫层；D—进水花管；
E—水夹量表；F—溢流阀；G—水泵；H—水池；I—进水管；
J—渗流量量筒；K—溢流管

室内渗透变形试验的方法，是将由现场取的原状试样（四周由混凝土砂浆包裹）安装在室内渗透试验设备上，待饱和后，有一级水头测得一个稳定的渗透流量，水头由低到高，直至出现渗透破坏。具体方法和室内相似，此处从略。

2.3.4　试件成果分析

2.3.4.1　现场 A—1 试件的地质描述

现场 A—1 试件的地质描述如图 2-3 所示。

（1）试件位于坝址左岸 D_5 夹层 8 号混凝土置换洞内上 0＋9.2～0＋10.3m 处。

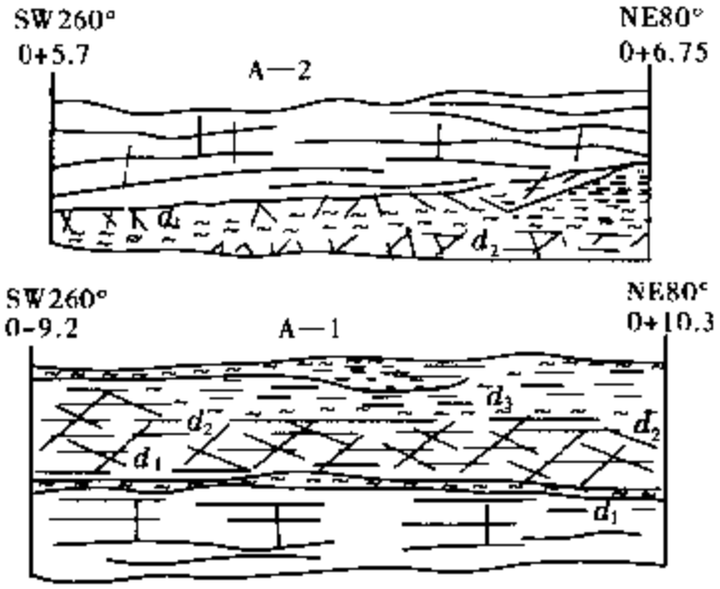


图 2-3　渗透试件现场描述

(2)D_5 夹层为厚 70～120cm 的剪切错动带,产状走向 NE80°,倾角 44°～60°。岩性由薄层或较薄层钙泥质粉砂岩组成,并夹有粉砂质页岩,带内构造裂隙发育,并伴有泥化条带。

(3)鳞片状劈理带发育在泥化条带上下两侧,岩石呈鳞片状,挤压一般紧密。裂隙密集带由层面裂隙及其他方向裂隙组成,透水性较好。层面裂隙及少量其他裂隙也较发育,但该带岩体稍完整。

(4)该带中 d_1、d_2、d_3 三条较长的泥化夹层带,呈黄色,由壤土和岩屑、岩粉组成。其中以 d_1 为主,贯通性好,厚 0.8～1.5cm,局部达 2.5cm,起伏差 0.2～0.5cm,局部有分枝现象,d_2、d_3 一般厚 0.3～0.5cm,不连续,起伏差 0.5～0.8cm。

(5)试件处岩体为强风化,黄褐色,在 d_1 泥化带附近风化较上下为重。

2.3.4.2　现场 A—2 试件现场地质描述

A—2 试件现场地质描述如图 2-3 剖面图所示。

(1)试件位于坝址左岸 D_5 夹层 8 号混凝土置换洞内上 0+

5.7～0+6.75m 处。

(2)有两条泥化带,其中以 d_1 为主,连续发育,厚 0.1～0.3cm,为重壤土夹有岩屑,起伏差 3～5cm,d_2 为伴生泥化层延伸不稳定,厚 0.1cm 左右,呈黄褐色,壤土夹岩屑,局部有方解石细脉。

(3)试件上部一般为弱风化岩石,中部为鳞片劈理带,泥化层下部岩石均为强风化。

(4)其余与 A—1 相同。

由表 2-9 看出,软弱夹层的天然干密度在 2.36～2.461g/cm^3 之间,说明密度较高,比岩石稍低,比黏性土高得多,反映了钙泥质粉砂岩形成夹层泥的鳞片状劈理带,挤得比较紧密,但泥化条带占断面量较小,全断面还是破碎带占主体。结合密度测定对开出的夹层料做了颗粒分析,尽管软弱夹层容易碎破,开挖中大颗粒(尤其是片状)变小,不能完全反映级配情况,仍可作为定性参考,如表 2-9 中 $d<0.1$mm 的颗粒含量在 1.03%～1.72%之间,反映出夹

表 2-9　天然密度及渗透变形试验成果

试件编号		A—1	A2—1	A2—2	A—3	A—4
试验状态		现场	现场	现场	现场	现场
天然密度(g/cm^3)		2.426	2.426	2.454	2.461	2.360
天然含水量(%)		3.31	3.31	3.42	3.49	3.24
颗粒组成(%)	>80mm	1.98	1.98	0	0	0
	80～5mm	84.49	84.49	84.36	80.97	77.39
	<5mm	13.53	13.53	15.64	19.3	22.61
	<0.1mm	1.03	1.03	1.19	1.46	1.72
渗透系数(cm/s)		3.6×10^{-2}	2.28×10^{-4}	1.1×10^{-4}	4.0×10^{-4}	2.7×10^{-4}
临界水力坡降		1.5	5.6	4.8	2.5	3.0
破坏水力坡降		2.0	8.0	8.0	4.3	4.1
临界点渗透流速(cm/s)		5×10^{-2}	4.35×10^{-3}	5.4×10^{-4}	1.2×10^{-3}	9×10^{-4}
破坏点渗透流速(cm/s)		4.8×10^{-2}	9.6×10^{-4}	4.4×10^{-4}	1.4×10^{-3}	8.9×10^{-3}

层中细粒含量较少，标志着泥化层在夹层中占的比例小，是薄层存在。从泥化层的颗粒分析资料看，黏粒含量为 22.9%～24.7%，约占 1/4，其余主要是砂粒和粉粒，皆为壤土类。

夹层、母岩等的化学分析资料 D_5 和 D_1 的成分大体一致，一个共同的规律是，母岩、夹泥、黏粒皆是以 SiO_2、Al_2O_3 为主要成分，其次是 Fe_2O_3、K_2O、CaO，其他更次之；另一个规律是，同一夹层中由母岩→夹泥→夹泥黏粒，SiO_2、Na_2O 等化学成分在减少，而 Al_2O_3、Fe_2O_3、K_2O、MgO 等化学成分在增加。这表明了夹层在泥化过程中，母岩受风化和地下水的长期作用，原生矿物溶解、分解，使可溶部分溶滤并形成次矿物等，也就反映了软弱夹层的泥化过程是受地下水长期作用，原生矿物发生物理、化学风化的结果。

本次在完成两组现场渗透变形试验的基础上，又进行了两组室内渗透变形试验，以达到两者互相验证、互相补充的目的。现根据室内和现场渗透变形试验实测资料，绘制 $J\sim v$ 关系曲线，并由图 2-4 看出如下规律。

第一，无论是现场渗透变形试验还是室内渗透变形试验，$J\sim v$关系曲线的变化规律一致，可分以下三个阶段。第一阶段，渗透流速 v 随水力坡降J 的增大而增大，两者呈线性关系，符合达西定律，在此范围内，不会发生渗透变形。以此确定出渗透系数。第二阶段，水力坡降增大，但增至 a 点后，渗透流速随水力坡降的增大增加较小，甚至有些反而减小，意味着细粒失去稳定，并随渗透水流移动，填充其他颗粒间的孔隙，影响到渗透流速减小。通常研究者将此种现象称为内管涌破坏，主要是有管涌的特征，但不引起外部(工程)破坏的危害。不论怎样说，a 点的曲线转折，渗透规律失去常态，此点也标示出细粒失稳的开始，可作为确定临界破坏坡降的依据。第三阶段，水力坡降继续增大，但增加甚小，而渗透流速增加较大，土体发生渗透破坏，此阶段称为破坏阶段。由 b

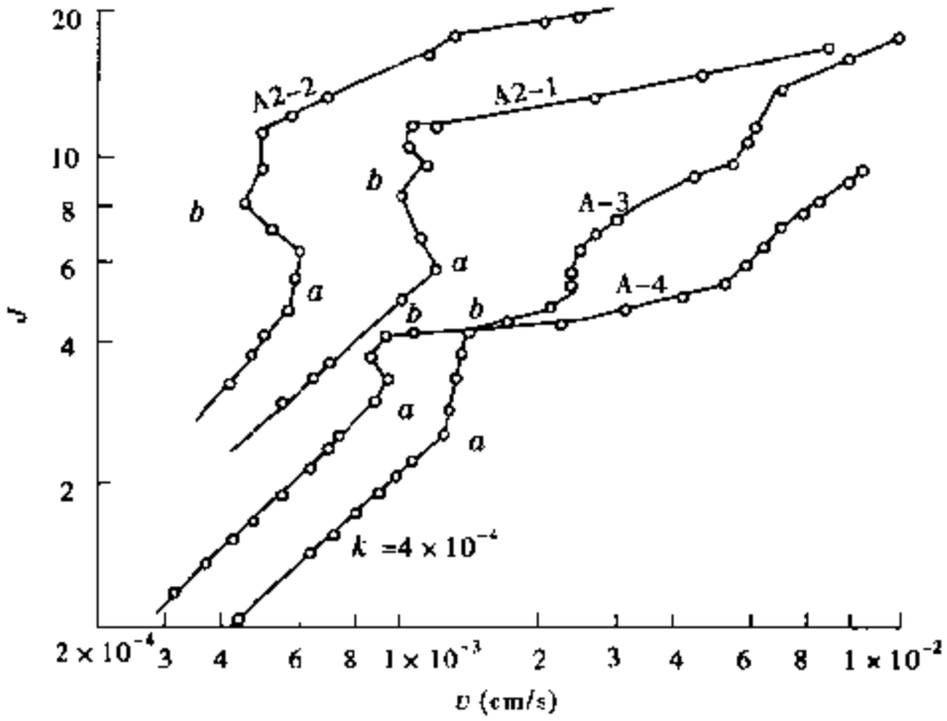


图 2-4　$J\sim v$ 关系曲线

点确定破坏水力坡降。具体数值如表 2-9 所示。

总之，由上述 $J\sim v$ 关系曲线宏观反映的特点与渗透变形试验中观察的现象是吻合的，三个阶段所反映的渗透破坏的过程规律是合理的。

第二，图 2-4 和表 2-9 编号为 A2—1 和 A2—2 两组成果，为 A—2 试件的两次测试成果，即第一次试验结束后，停滞了一天，又进行了第二次。由这两次结果看出，第二次比第一次的临界水力坡降略低，渗透系数略小。经分析，其主要原因是由于试件经第一次渗透破坏，细粒曾发生移动，影响到原始结构变化，造成临界坡降略低，但细粒在渗透水流作用下，填充了破碎带的孔隙，影响到渗透系数略低。

第三，表 2-9 和图 2-4 中 A—1 和 A—2 资料相比，A—1 的渗透系数比 A—2 大得多，水力破坏坡降小得多。经分析其主要原因有以下几方面：

(1)两试件本身的结构不同，如 A—1 试件处岩体为强风化，

黄褐色，d_1 主泥化带下部岩石均为强化带，而 A—2 试件上部为一般弱风化岩石，中部为鳞片劈理带，泥化层带下部岩石均为强化带。显然 A—1 比 A—2 岩体风化较强，必然它的渗透系数大、抗渗强度小。

(2)A—2 的 $\rho_d = 2.45 g/cm^3$ 比 A—1 的 $\rho_d = 2.42 g/cm^3$ 大，相应 A—2 比较密实。由颗粒组成看，A—2 中，$d = 80 \sim 40 mm$ 占 14.23%，$d < 5mm$ 占 15.64%，而 A—1 中，$d > 80mm$ 占 1.98%，$d = 80 \sim 40mm$ 占 21.41%，$d < 5mm$ 占 13.59%。相应 A—2 比 A—1 颗粒组成细，密度大。颗粒组成细的渗透性小，抗渗强度较高。

(3)A—1 比 A—2 距 8 号与 6 号混凝土置换洞间的斜洞为近，必然 A—1 受斜洞爆破开挖影响较重，受影响大的岩体渗透系数大、抗渗强度低。

(4)渗透变形试验是先进行 A—2 试件，并在两次渗透破坏中水头加到 46m，由于岩层破碎，裂隙渗透压力有可能影响到 A—1 试件，使之渗透性偏大和抗渗强度降低。

综上所述，我们认为后两种原因是后天性人为活动的影响因素，尤其第(3)条不是软弱夹层本身的性能。这里把 A—1 资料列出仅供参考，望使用中结合地质条件和上述因素综合分析后考虑其特殊性的可能。

第四，A—3 和 A—4 为两组室内原状试验成果，两者的成果在量级上较接近，反映了同一处夹层的特性(因两试件取样地点较近)。从微观上看，A—4 比 A—3 渗透系数小，抗渗强度高，与表 2-9中的颗料组成中 A—4 稍细是一致的。

第五，现场试验与室内试验相比。室内渗透条件便于控制，相比之下，a 点前资料测点较多，现场方法相对粗糙，但现场试件岩体受人工扰动较小，试件较能反映实际。

虽然现场试件为 8 号洞中的 D_5，室内试件为 6 号洞中的 D_5，

将 A—2 与 A—3、A—4 相比，从宏观上讲仍属一个量级，资料比较接近。说明两种方法的成果是吻合的，该试验成果经现场与室内两者相互验证说明是成功的。从微观上讲，室内测定的渗透系数略大，水力破坏坡降略小。出现这种差异的原因，除试件位置不同外，我们认为主要原因是现场试件处在岩体之中，结构紧密，扰动小，室内虽为原状样，但试件采集中四周开挖后会受影响而发生松弛变形，运输中有干缩等，必然使透水性偏大，抗渗强度偏小。

第六，渗透破坏的形式。由于夹层属夹泥的剪切破碎带，带中钙泥质粉岩剪切破碎物多呈片状，挤得比较紧密，透水性相对较强，而泥化条带中母岩已经泥化，属壤土类，颗粒较细，透水性较小。这样的细小颗粒易被渗透水流带走发生渗透破坏。故对软弱夹层来说，渗透水流先从透水性强的部分渗透，随后逐渐扩大到渗透弱的部分，最后形成全断面渗流。在这不均质的夹泥破碎带中，必然是破碎带中流速大，夹泥中流速小，渗透破坏必发生在交界面，故渗透破坏的形式为接触冲刷破坏。

第七，软弱夹层的渗透性。表 2-9 资料除 A—1 按特殊情况考虑外，其余现场试验 A—2(包括 A2—1 和 A2—2)与室内试验 A—3、A—4，它们之间差异甚小，均属一个量级，其值在 1.1×10^{-4}～4×10^{-4}cm/s之间，而夹泥属壤土类，渗透系数为 1×10^{-6}cm/s。但因在软弱夹层中夹泥甚薄，如 A—1 中 d_1 厚 0.8～1.5cm，d_2、d_3 厚 0.3～0.5cm；A—2 中 d_1 厚 0.1～0.3cm，d_2 厚 0.1cm，这样薄的夹层，在断面上占的比重甚小，虽对软弱夹层有影响，但不起控制作用，起决定作用的还是破碎带。

2.3.5 小结

(1)宝珠寺工程基岩中的泥化夹层是岩层间夹有软弱的薄层钙质粉砂岩和粉砂质页岩，经顺层错动和地下水长期作用而泥化，形成了夹泥的层间破碎带，夹泥多呈较薄的条带状。

(2)在整个夹层中破碎带一般透水性较强，夹泥带透水性软

弱，渗透破坏的形式为接触冲刷破坏，所测得的渗透系数是全断面的综合渗透系数。

(3)为了防止渗透水流沿夹层这一渗流通道带走细粒而发生渗透变形，必须采用合理的渗流控制措施。不论采取何种形式的排水措施，只要通过夹层时，即可按 0.009 5mm$\leqslant d_{15}\leqslant$2.5mm 选择砂石反滤，或按 0.001 9mm$\leqslant D_{90}\leqslant$0.63mm 选择土工织物滤层。

(4)经试验结果证明，本次渗透变形试验采用的断面截割法和水泵供水，用溢流阀控制进水位的方法是成功的，行之有效的。因为它与钻孔注水辐射渗流法相比，渗流方向、渗径、过水断面等相对明确，试验精度高，设备简单，费用低。

参 考 文 献

[1] 国际岩石力学委员会.测定点荷载强度的建议方法.岩石力学，1986(14)

[2] 水利水电岩体测定技术手册.水利水电工程地质情报网，1987(11)

[3] 王雅范，郭庆国.关于岩石点荷载试验方法的研究与应用.西北水电，1994(2)

[4] 曾云.盘道岭隧洞软弱岩石浸水软化对强度、变形特性的影响.陕西水力发电，1994(1)

[5] 黄河龙—刘段新第三系红层筑坝工程地质特性研究报告.西北勘测设计研究院，1993(2)

[6] 曾云，郭庆国.关于软弱岩石浸水软化对强度、变形特性的影响.见：力学研究与实践.西安：西北工业大学出版社，1994

[7] 王东华.宝珠寺水电工程坝址区泥化夹层的工程地质研究.西北水电技术，1986(2)

[8] 刘麟德，马秀莹.坝基软弱夹层渗透变形试验研究及其处理措施.水电工程研究，1989(1)

[9] 水电部.碾压式土石坝设计规范 SDJ218—84.北京：水利电力出版社，

1985
[10] 郭庆国,柳爱林,杨爱菊.土工织物滤层特性及应用.陕西水利,1990(2)
[11] 郭庆国.白龙江宝珠寺水电工程基岩泥化夹层 D_3 渗透变形试验研究.西北水资源与水工程,1992(2)
[12] 王雅范,郭庆国.关于岩石点荷载试验方法的研究与应用.见:西北地区第三届力学学术会议论文集.西北五省一市力学学会,1992.7

第三章　砂石滤层的研究与应用

3.1　概况

水利水电工程中修建的土石坝，是以拦水蓄库为目的，库水位的抬高，必将在坝体、地基土体形成渗透水流，有产生渗流破坏的可能。故设计土石坝时，既要满足稳定要求，又要采取措施，防止产生渗透破坏，满足渗透稳定的要求，保证土石坝的安全运行。

实践证明，土体的渗透破坏机理先是从渗流出口开始，然后逐渐地向深处发展，最后形成渗透破坏而失事。据此，只要保护住渗流出口不遭破坏，土颗粒就不会流失，也不会向深处发展，土体的结构在水流作用下就会处于稳定状态。具体保护方法是在渗流出口设置反滤层，起滤土和减压作用，从而达到渗透稳定的目的。反滤层是防止渗透破坏最有效的措施，正像著名土力学专家 J. L. 谢拉德所说的“反滤层是当前防止土石坝渗透的首道防线”那样重要。其原因主要是反滤层在土石坝中的渗透水流作用下，一是发挥了“滤土”的功能，反滤层防止被保护土料（基料）颗粒移动与流失（同样粗反滤料也阻止了细反滤料的颗粒移动与流失），颗粒不流失则保证了土体的结构稳定性，处于安全状态；二是发挥了“排水（减压）”功能，使被保护土料中渗透水流通畅流出（同样粗反滤料允许细反滤料的渗透水流通畅流出）。相反，一则影响到浸润线抬高，被保护土体的有效强度、容重减小；二则将引起超孔隙水压力，产生强迫性渗透破坏，危及工程安全。以太沙基滤层准则为例，反滤层要达到“滤土”的目的，需满足 $D_{15}/d_{85}<4$ 的条件，要达

到“排水减压”的目的，需满足 $D_{15}/d_{15}>4$ 的条件。由上述两个条件看，前者要求颗粒细一点，孔径小一点，便于防止被保护土颗粒流失；后者要求颗粒粗一点，孔径大一点，便于通畅地排走被保护土渗透过来的水流。两者要求同时满足，显然是矛盾的，但又必须是统一的。欲达此目的，就需细心、科学地做工作，一方面要分析被保护土的性质，以此为基础采用合理的滤层准则，选择优质的滤层材料，设计出符合被保护土料性质的反滤层；另一方面要精心地进行施工，使建成的反滤层满足设计要求，最终满足上述两种功能要求。

3.2 砂石滤层准则的研究与进展

自然界土的类型繁多，性能差异很大，如何使设置的反滤层既经济又能体现被保护土的特征，保证渗透稳定性，采用妥善的滤层准则至关重要。至于滤层准则的研究、应用与发展也同其他学科一样，始于工程，用于工程。概括起来讲，自用反滤层过滤生活饮用水开始，至今经历了一个世纪和四个发展阶段。本节着重对四个发展阶段的特点及一些有代表性滤层准则叙述如下，以供读者了解、研究及在应用中参考。

3.2.1 反滤层的启蒙阶段

早在 19 世纪，人们已开始利用均匀细砂（$D_{50}=0.3\sim0.4$mm）过滤生活用水、建立滤水厂等，这些生产实践启蒙反滤层的“滤土”功能。1910 年布莱(Blihg)基于对冲刷和流失的研究，提出 $H/L\leqslant J_{允}$ 准则，第一次阐明了水头、渗径、允许水力坡降的本构关系，其主导思想是减小单位土体长度上水头压力，用较小允许水力坡降防止渗透破坏，此点启蒙了反滤层的减压功能。因此，可以说 1922 年以前时段为反滤层的滤土、减压原则奠定了思想基础，故称为滤层准则的启蒙阶段。

3.2.2 太沙基(Terzaghi)滤层准则及均匀滤层应用阶段

该时段主要是指1922～1960年间,其原因主要是太沙基运用渗透流网、下游趾压重、建筑物下游趾扬压力、水库逆向管涌等概念,从土体结构方面论证了土体渗透破坏的机理;从防止在渗透水流作用下颗粒移动方面论证了反滤作用;从减小扬压力方面论证了排水作用;从平衡扬压力方面论证了压重作用等理论分析。依据北非在均匀砂基修建堆石坝,为防止渗透水流经过潜在的混凝土防渗墙的裂缝将砂带入堆石造成渗透破坏,设计反滤层的工程实践经验以及在大量试验室试验研究工作的基础上,太沙基于1922年提出著名的用反滤层防止土体渗透破坏理论和他的滤层准则(见式(3-1)、式(3-2))。

$$D_{15}/d_{85} < 4 \tag{3-1}$$

$$D_{15}/d_{15} > 4 \tag{3-2}$$

式中 D_{15}——反滤层的有效粒径(颗粒级配曲线上含量为15%的粒径);

d_{15}、d_{85}——被保护土料的有效粒径、控制粒径(颗粒级配曲线上含量为15%、85%时的粒径)。

太沙基的用反滤层防止渗透破坏理论和滤层准则于1922年问世之后,不但明确了土的渗透破坏机理,反滤层的滤土和减压(排水)作用,而且还提供 $D_{15}/d_{85}<4$ 的滤土准则,$D_{15}/d_{15}>4$ 的排水(减压)准则,为设计反滤层提供了具体方法。

太沙基的这些贡献很快得到工程界的接受和应用,不但在土坝中应用成功,而且从1940年崛起的土质斜墙、心墙堆石坝,1960年崛起的碾压式堆石坝中成功应用。一致公认在1922～1960年时段里,有土坝、土石坝、堆石坝采用按太沙基准则设置的均匀、多层反滤层的工程,皆没有发生管涌破坏。如卡萨格兰德于1937年在《大坝渗漏》论文中报道了在土坝应用成功的结论,格鲁登

(Growdon)在南伯特(Nantabola)土质心墙抛填堆石坝应用均匀、多层反滤(a.纯净砂～12.7mm,b.12.7～75mm,c.75～250mm)。该工程尽管堆石有大量沉降变形,心墙潜在裂缝问题存在,一直没有管涌发生。20世纪五六十年代在修建的碾压式斜墙、心墙堆石坝中被广泛应用,如汗兹勒(Harlan)说,典型的细反滤的粒径 $d=0.2\sim40$mm,粗反滤 $d=5\sim100$mm,在其间未发生管涌现象。总之,用此准则设计均匀、多层反滤在土坝、土石坝、堆石坝中广泛应用,至今仍是较好的滤层准则。

这种反滤料应用后,不但保证了坝体的渗透稳定,而且显著地使允许水力坡降比布莱方法大大提高。据统计,20世纪60年代以前平均为2.5,60年代平均为3,70～80年代一般为5,甚至少数工程达7～8,亦未发生管涌破坏。正因为反滤料解决渗透稳定问题,高土石坝、堆石坝发展很快,超百米大坝增多,最高达325m,工程量最大的达1.36亿 m^3。

在太沙基滤层准则问世后的几十年里,有许多学者也提出了许多滤层准则,如:

(1)贝契姆(Beriram)利用均匀砂和渥太华砂作反滤料保护粉细砂的试验研究,于1939年提出的滤层准则为

$$D_{15}/d_{85}\leqslant 6 \tag{3-3}$$

$$D_{15}/d_{15}\leqslant 9 \tag{3-4}$$

式中的符号含义同前。

(2)水道试验站(USACE WES)通过一系列试验研究,1940年提出用天然砾石作反滤料保护由粗到细均匀砂的滤层准则为

$$D_{15}/d_{85}\leqslant 5 \tag{3-5}$$

$$D_{15}/d_{15}\leqslant 20 \tag{3-6}$$

$$D_{50}/d_{50}\leqslant 20 \tag{3-7}$$

式中 D_{50}、d_{50}——反滤料、被保护料的平均粒径;

其余符号含义同前。

该准则除了要求满足以上三式的层间关系外，还要满足反滤料与被保护料的级配曲线必须平行、反滤料的级配良好。

(3)卡波夫(Karpoff)通过人工级配均匀反滤料保护人工混合的不均匀系数 $C_u=1.8\sim28$ 各种被保护料的试验研究，于 1955 年提出如下滤层准则：

a.均匀被保护料时　　$5\leqslant D_{50}/d_{50}\leqslant 50$　　(3-8)

b.不均匀被保护料时　　$10\leqslant D_{50}/d_{50}\leqslant 58$　　(3-9)

c.反滤料的最大粒径≤76.2mm，小于 0.075mm 颗粒含量＜5%；被保护料最大粒径＜5mm；反滤料与被保护料级配曲线应相互平行。

式中的符号含义同前。

这些及后来的谢拉德(Saerad)和莱夫勒(Lafleur)等提出的滤层准则，进一步证明了太沙基滤层准则的合理性及适用范围，甚至不论哪个学者提出哪种形式的滤层准则，皆是遵循着太沙基滤土减压原则的。正如谢拉德所说："太沙基滤层准则是偏于安全的，而且不为之过分，应该继续使用。而目前采用的 D_{50}/d_{50} 和 D_{15}/d_{15} 两种滤层准则，得不到实验和理论的支持，应该废弃。反滤料与被保护料的级配曲线形状不一定要平行。太沙基的 $D_{15}/d_{15}>4$ 可用做排水条件。"

3.2.3　滤层准则在宽级配料的应用阶段

该阶段是指 20 世纪六七十年代出现"宽级配料可以自行调整，分离不是一个大问题，反滤料与被保护料级配曲线必须平行"的观点，导致了在工程中用单一的宽级配反滤料替代人工加工的均匀级配多层反滤料的趋势，结果发生了许多管涌现象。此点正如卡萨格兰德(Casagrande)与旦斯科(Dasral)1977 年的信中所说："很不幸的是太沙基滤层准则被曲解，并错误地应用。太沙基滤层

适用于均匀级配料，这种没有分离问题，后来有人用单一宽级配料代替均匀多层反滤料，但在实际上，宽级配分离是不可避免的，并且在较窄的反滤区，粗料集中发生空穴，心墙料很容易通过空穴进入堆石区发生管涌。另一个严重的错误是，用太沙基滤层准则为宽级配心墙料（如冰碛土）设计反滤料，导致设计的反滤料太粗。”

之所以上述观点被接受并得到应用，除了忽视太沙基滤层准则的基础和条件之外，估计还有如下客观原因：

（1）土力学的发展，计算水平的提高，对坝体填筑材料放宽，料源扩大，如利用风化料、砾质土、冰碛土等宽级配料作防渗土料。

（2）大型土石方机械的发展，重型振动碾的应用，使土石坝的施工方法发生了巨大变化，需要有加工简单、施工方便、适应机械化快速施工的单一材料。

（3）太沙基滤层准则设计的均匀多层反滤料，一是多为人工加工，要求严格，费用昂贵；二是层厚为$(4\sim5)d_{max}$，多为20～40cm，厚度薄，层次多，施工工序麻烦；三是反滤料和心墙接触处早先还要求对压实心墙土料进行人工削坡，施工难度大。

（4）宽级配反滤料多为天然砂砾料，即使加工也只是简单地筛选出某一级大颗粒，加工简单、费用低，厚度一般为2～4m，各种料之间可以平起填筑碾压等，施工方便，有利于机械化施工。

（5）在应用宽级配料中使用了太沙基准则，表明该准则的权威性或习惯性，问题是忽视了该准则的条件和基础。

另外，太沙基准则$D_{15}/d_{85}<4$，$D_{15}/d_{15}>4$，只有下限要求，如$D_{15}/d_{85}=4$；而$D_{15}/d_{85}<4$，小到多少为止，$D_{15}/d_{15}>4$，大到多少为止，没有上限要求。正巧宽级配料的特点是颗粒范围宽，大小颗粒相差悬殊，往往是D_{15}和d_{15}值小，d_{85}值大，则有$D_{15}/d_{85}=0.1\sim0.001$和$D_{15}/d_{15}=10\sim1\,000$，满足$D_{15}/d_{85}<4$和$D_{15}/d_{15}>4$，但小于4，又小得太多，大于4，又大得太多，变化范围太大，级配太

宽，太粗，由此已表明太沙基准则不适用宽级配料。由于太沙基准则没有上限量值的限制，也给使用者造成一定困难，容易犯将准则用于宽级配的错误。

总之，该阶段的教训是，太沙基的滤层准则基于均匀料，不宜用于宽级配反滤料，也不宜为宽级配料设计反滤料。但是宽级配料在自然界大量存在，应该利用，机械化施工方法的发展也需要加工方便、费用低、适于快速施工的反滤料，这就向研究者提出了新的课题。

3.2.4 滤层准则研究与应用新的发展阶段

该阶段主要是指20世纪七八十年代及以后。许多学者基于太沙基准则不宜用于宽级配土料的教训，又鉴于机械化快速施工及坝料放宽的需要，在具有各种类型的被保护土料与砂砾(石)反滤料之间开展了大量研究工作，提出了许多有价值的滤层准则。现将几种有代表性的滤层准则举例如下。

3.2.4.1 伏恩(Vaughan)和索若斯(Soares)滤层准则(1982年)

白尔德赫(Balderhead)大坝黏土心墙于1967年发生裂缝和内部冲蚀，观测到冲蚀物的分离，反滤料未能阻滞细颗粒。分析认为黏土心墙裂缝张开着并相对稳定，不能依靠冲蚀物阻塞裂缝。Vaughan和Soares(1982年)为寻找黏土絮片大小与反滤料级配关系的试验项目，发现被反滤料阻滞的颗粒粒径与其反滤料渗透性存在如式(3-10)所示的关系，用此渗透性比用级配能更合适地定量描述反滤料的特性，为设计非黏性反滤料提供一个可选择的方法。

$$k = 8.7 \times 10^{-6} \times d_{85}^{1.52} \tag{3-10}$$

式中 k——反滤料的渗透系数，m/s；

d_{85}——被保护料含量为85%时的粒径，mm。

3.2.4.2 肯尼(Kenney)的滤层准则

一些学者提出反滤料的孔径尺寸用被冲刷通过反滤孔隙的最

大粒径确定反滤料级配方法，经试验和理论分析研究表明，控制收缩尺寸 D_C（可以通过一定厚度反滤料的可能最大粒径）与颗粒直径分布曲线的形状和反滤层厚没有多大关系，但与反滤料的细颗粒的级配有关，其关系式为

$$D_C < 0.25D_5 \tag{3-11}$$

或

$$D_C < 0.2D_{15} \tag{3-12}$$

式中 D_5、D_{15}——反滤料含量占5%、15%的粒径。

该方法把控制收缩尺寸概念问题的焦点放在最临界状况下可通过反滤料的最大粒径上，所以它是很有用的。但试验研究建议该方法适用于不均匀系数 $C_u<6$ 的散粒体反滤料，对 $C_u>6$ 的散粒体料和黏性土料不适用。

Kenney 和 Lau 在研究水流通过粒状材料时，发现有细料被带走，引起内部不稳定；细料不被带走，内部是稳定的。提出确定稳定与不稳定界限方法，如式(3-13)所示：

$$H = 1.3F \tag{3-13}$$

式中 H——d 和 $4d$ 两种粒径间颗粒含量百分数；

F——细料($\leqslant d$ 颗粒)含量百分数。

Kenney 在1985年的论文中认为上述界限的试验条件是严格的，而且是保守的，并将上式改为

$$H = F \tag{3-14}$$

3.2.4.3 谢拉德(Sherard)、詹姆斯(James)和美国水土保持局反滤准则

Sherard 对土石坝裂缝、管涌问题最感兴趣，并于20世纪80年代在美国水土保持局(USDASCS)的林肯奈布莱斯科(Nebbraska)土力学试验室进行研究工作，其成果被美国水土保持保持局、垦务局列入反滤设计标准，见表3-1。其研究的其他结论包括：①反滤料的特性在 D_{50} 和 d_{50} 或 D_{15} 和 d_{15} 之间没有发现相关性，以

前滤层准则 D_{50}/d_{50} 或 D_{15}/d_{15} 的关系应该弃用，$D_{15}/d_{15} \geqslant 4$ 的要求可以用来保证反滤料有足够的渗透性；②对粗冰碛料，从细料到卵石的级配料和其他类似级配不透水土料，USDASCS 研究证明，$D_{15} \leqslant 0.7$mm的砂或砾石砂对于要求严格的下游反滤料是必要的；③垂直管涌反滤试验优于早期研究缝隙泥浆试验；④试验研究和坝体运用经验皆认为“充足的反滤料将对土石坝来自心墙的集中渗漏提供可靠的密封和控制作用”。

表 3-1　美国水土保持局反滤料准则(USDASCS,1986 年)

分类	被保护料①		反滤料②
	名　称	$d<0.075$mm 颗粒含量(%)	
1	细砂、黏土	>85	$D_{15} \leqslant 9d_{85}$ ③
2	砂、粉砂、粉质黏土、粉质砂	40～85	$D_{15} \leqslant 0.7$mm
3	砂、黏质砂、砂砾石	15～39	$D_{15} \leqslant (40-A)/(40-15)(4d_{85}-0.7)+0.7$ ④⑤
4	砂和砂砾石	<15	$D_{15} \leqslant 4d_{85}$ ⑥

注：1. 土料包括 $d>4.75$mm 颗粒，该被保护料已被调整为 $d<4.75$mm 颗粒占 100%。

2. 反滤料 $d_{max}=75$mm，$d<0.075$mm 颗粒含量≤5%，$I_P=0$，(为使用均匀级配的反滤料，以防止填筑中发生分离)，I_P 是用 $d<0.425$mm 料按 ASTMD4318 测定的，为了保证足够的渗透性，$D_{15} \geqslant 4d_{15}$，但不应小于 0.1mm。

3. 当 $9d_{85}<0.2$mm 时，用 0.2mm。

4. A 等于经过任何重新调整之后 $d<0.075$mm 颗粒含量百分数。

5. $4\times d_{85}<0.7$mm 时，用 0.7mm。

6. 第 4 类中，d_{85} 可以含有 $d>4.75$mm 的颗粒未调整原级配曲线确定。

3.2.4.4 约色夫(Josef)、伯若斯(Brauns)、威特(Witt)等人提出的滤层准则

Josef 和同事们根据与水流垂直和平行的反滤料和被保护料界面情况作了大量的反滤料研究，特别是 Witt 从理论和试验等方面进一步分析了反滤机理，于 1987 年提出的反滤准则见表 3-2。

表 3-2 Witt 反滤准则(1987 年)

反滤料	滤层准则		
D_5	$C_u \leqslant 3$	$3 < C_u \leqslant 6$	$C_u > 6$
<0.5mm	$D_{30}/d_{95} \leqslant 2.5$	$D_{10}/d_{95} \leqslant 2.5$	$D_5/d_{95} \leqslant 2.5$
>0.5mm	$D_{30}/d_{85} \leqslant 2.5$	$D_{10}/d_{85} \leqslant 2.5$	$D_5/d_{85} \leqslant 2.5$

注：表中 C_u、d_{95}、d_{85} 分别为被保护料的不均匀系数，颗粒含量占 95%、85% 时粒径(mm)；D_5、D_{10}、D_{30} 分别为反滤料颗粒含量为 5%、10%、30% 时的粒径(mm)。

3.2.4.5 莱夫勒(Lafleur)滤层准则

莱夫勒在证明肯尼(Kenney 和 Lau)方法中，如图 3-1 中所示的两种料级配曲线和模型曲线(细料含量 F 与粒径 d 及 $4d$ 间颗粒含量的关系曲线)反映出部分模型曲线位于 $F \leqslant 20\%$ 的倾料界限以上时，可能发生一些内部颗粒移动，如 1 号料(不稳定料)；相反，完全低于该界限，便认为内部是稳定的，如 2 号料(稳定料)。

经对许多冰碛土资料分析，级配曲线可分为如图 3-2 所示的线性级配、间断级配、上凹级配三种类型。对此分别按 Kenney 方法对材料进行内部敏感性分析及大量的相容性(被保护料对于反滤料)试验。

试验结论认为：在选择宽级配土料的粒状反滤料时，必须考虑发生在被保护料和反滤料界面上的过渡过程，相对于细粒土选择反滤料孔隙大小是不实际的，使用土料的 d_{85} 也是不正确的，因为大量保护料被冲走，反滤料孔隙大小必须涉及到最小限度的颗粒移动的保护料粒径相比较。这一结论在相容性试验得到支持，对

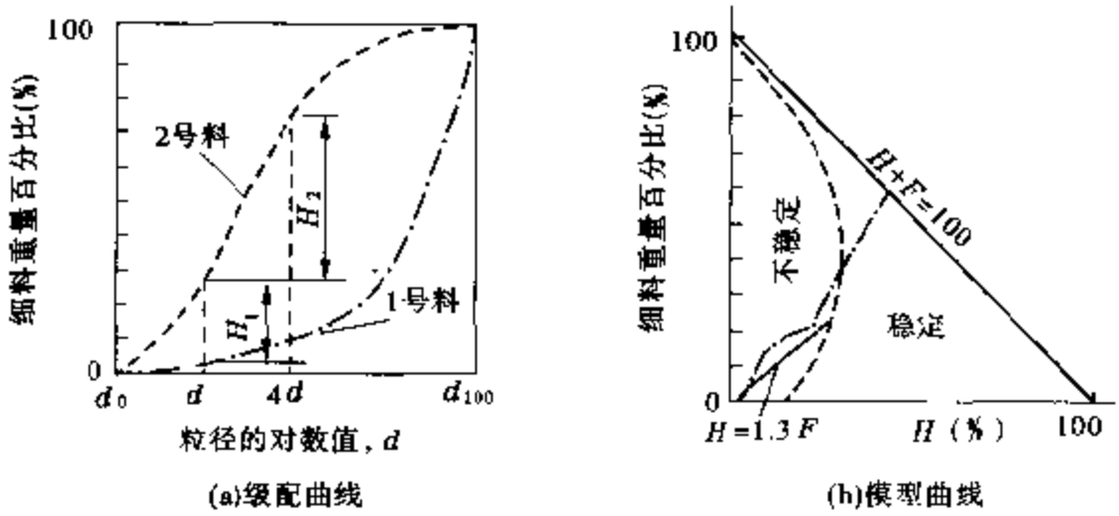


图 3-1　用 Kenney 和 Lau 方法评价粒状料的内部稳定性

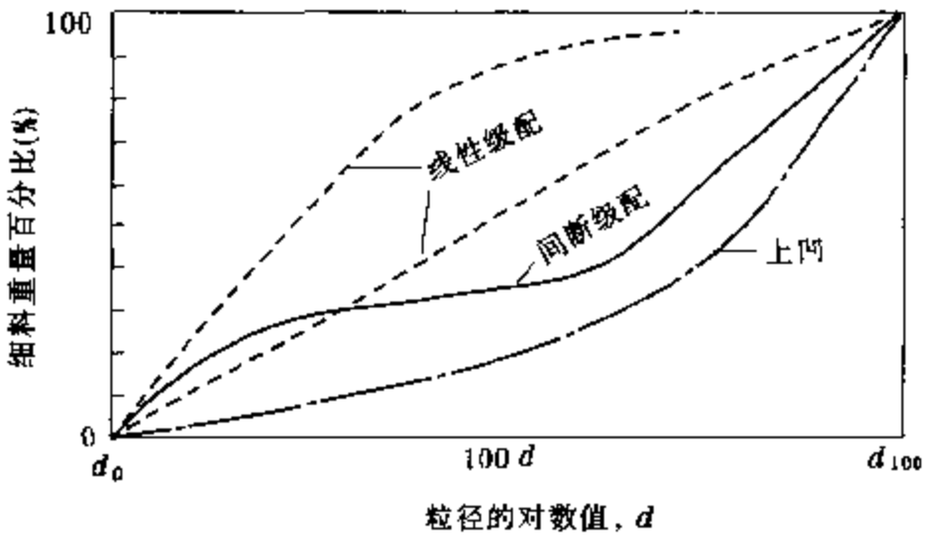


图 3-2　宽级配料的级配曲线分类(1989 年)

于线性级配料，最小的表示粒径值应等于 d_{50}，并且过渡过程将致使一种平衡过程。对于间断级配土料，发现这些土料的粗粒不介入这种过渡，d_{sf}(初始过渡的被保护料特征粒径)应相应于间断级配的下部颗粒。

Lafleur 提出设计粒状反滤料滤土准则为 $D_{15} \leqslant 4d_{sf}$，其设计程序如下：

(1)设计反滤料基本依据是被保护料的级配曲线(确定曲线形

状和不均匀系数)。

(2)确定被保护料是否是宽级配料($C_u>20$),对 $C_u<20$ 的土料,如果在填筑中发生分离,也考虑宽级配料。反之为非宽级配。

(3)如果被保护土为宽级配料,它的自滤粒径按颗粒级配曲线形状确定。① 线性级配的被保护土料 $d_{sf}=d_{50}$;② 间断级配土料,d_{sf}为间断下部粒径;③ 上凹形级配土料,$d_{sf}=d_{20}$。

(4)如果被保护料不是宽级配料,自滤粒径 $d_{sf}=d_{85}$,同太沙基滤层准则设计反滤料。

(5)被保护料为黏性土:①分散性黏土 $D_{15}\leqslant 0.2$mm;② 非分散性黏土 $D_{15}\leqslant 0.4$mm。

(6)用太沙基 $D_{15}>4d_{15}$反映反滤料的透水性。

式中 D_{15}为反滤料累计含量为 15% 时的颗粒粒径,C_u、d_{sf}、d_{15}、d_{20}、d_{50}分别为被保护料(基料)不均匀系数,自滤粒径,含量为 15%、20%、50% 时的粒径。

3.2.4.6 中国水利水电科学研究院滤层准则

刘杰在他 1992 年出版的《土的渗透稳定性及渗流控制》一书中,全面系统地报道了他与中国水利水电科学研究院的同事们多年来对不同类型土的渗透稳定性及渗流控制方面的研究成果。考虑土料性质、颗粒组成特征、不均匀系数、渗透破坏形式等因素的中国水利水电科学研究院滤层准则如下。

3.2.4.6.1 无黏性土的滤土准则

不均匀系数 $C_u<5$ 的无黏性土:

$$D_{20}/d_{70}\leqslant 7 \tag{3-15}$$

不均匀系数 $C_u>5$,渗透破坏形式为非管涌型的无黏性土:

$$D_{20}/d_k\leqslant 7 \tag{3-16}$$

不均匀系数 $C_u>5$,渗透破坏形式为管涌型的无黏性土:

$$D_{20}/d_{15}\leqslant 7 \tag{3-17}$$

式中 D_{20}——反滤料的等效粒径，即级配曲线颗粒含量为20%的粒径；

d_{70}、d_{15}——被保护土的控制粒径，即级配曲线含量为70%、15%的粒径；

d_k——被保护土的控制粒径，具体确定方法详见表3-3和图3-3。

表3-3 被保护土料控制粒径 d_k

土的类型	非管涌型		管涌型
	$C_u \leqslant 5$	$C_u > 5$	
连续级配	d_{70}	按图3-4	d_{15}
间断级配		d_{70P}	d_{15}

注：表中 d_{70}、d_{70P} 皆为被保护料的控制粒径，在颗粒级配曲线上前者为占全料70%时的粒径，后者为占细料部分70%时的粒径。

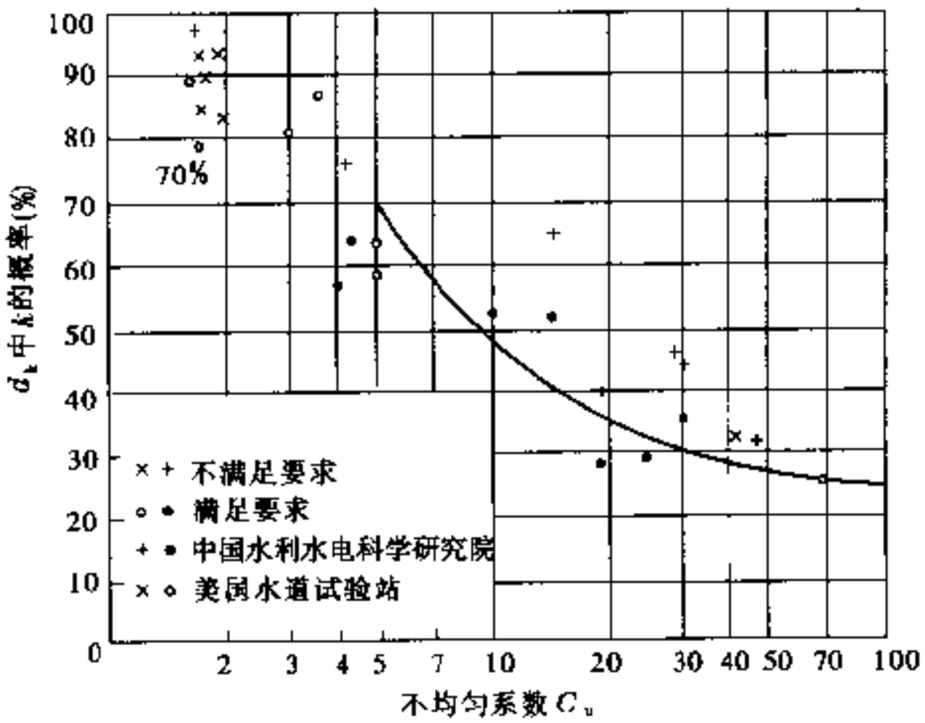


图3-3 连续级配土 $D_0 \leqslant d_s$ 时 d_k 中 k 的概率曲线为理论分析值

3.2.4.6.2　黏性土的滤土准则

$$D_{20}/d_{70} \leqslant 7 \tag{3-18}$$

式中　d_{70}——被保护土料的控制粒径，即级配曲线含量70%的粒径；

D_{20}——反滤料的等效粒径。

具体确定方法如下：

(1)对坝高小于30m，不考虑防渗体出现裂缝和防渗平均水力坡降$J<2$的三级建筑物，按式(3-19)确定第一层反滤料的D_{20}的值：

$$D_{20} \leqslant 2.7 \times ((4.7 + 4.8n_1 - 9.5n)/(1 - 4.8n_1 + 4.8n))^{1/2} \tag{3-19}$$

$$n_1 = G_s w_1/(1 + G_s w_1) \tag{3-20}$$

式中　n、n_1、w_1、G_s——被保护黏土或含砾黏土中细土的孔隙率、液限含水率时的孔隙率、液限含水率、颗粒比重。

(2)不考虑含砾黏土防渗体出现裂缝，按含砾黏土中$d<0.1$mm细粒土的物理性质指标由式(3-19)确定第一层反滤料的D_{20}的值。

(3)对坝高大于30m及一、二级建筑物黏土防渗体，考虑有裂缝情况下的反滤料等效粒径，按如下标准确定：南方黏土$D_{20} \leqslant 2$mm；北方一般黏土$D_{20} \leqslant 0.8$mm；分散性黏土、黄土等$D_{20} \leqslant 0.5$mm。

3.2.4.6.3　滤层的透水准则

当被保护土为管涌型土时，$D_{20}/d_{20} \geqslant 2$；当被保护土为非管涌土时，$D_{20}/d_{20} \geqslant 4$。

式中D_{20}、d_{20}分别为反滤料、被保护料的等效粒径。d_{20}被保护土为级配曲线含量占20%时的粒径，反滤料D_{20}的确定方法同前。

该阶段的特点，一是围绕反滤料是建立在被保护料的基础上，

对各种类型被保护料性质和滤层特性进行广泛、深入的研究，不但论证反滤料的孔径与被保护料控制粒径间的关系，还从被保护料的基本性质、细粒含量、不均匀系数、渗透破坏类型、颗粒组成、级配曲线的形状等方面论证了反滤料的关系，提出了相应的滤层准则，使滤层准则在太沙基滤层准则的基础上更加完善，内容更加丰富。二是突出研究了宽级配料，强调了宽级配料的分离问题，经研究认为，宽级配料由于自身级配宽，大小颗粒相差悬殊，本身又是粒状散粒体料，使用过程中，分离是不可避免的，也许对某些宽级配在试验室极小范围内的研究中，可以控制得很均匀。但在实际填筑中，由于量大，面积宽广，条件复杂，如堆存、装车、卸车、铺开及在相邻料的结合位、埋设仪器处容易形成渗流通道，失去滤土功能，造成渗透破坏，故分离问题不是小事，应予以重视。三是对保护黏性土的滤层准则，在太沙基 $D_{15}/d_{85}<4$ 的基础上有较大的发展，如谢拉德的 $D_{15}/d_{85}\leqslant 9$，及考虑土性的不同采用不同的准则，如莱夫勒对非分散性黏土 $D_{15}\leqslant 0.4$mm，对分散性黏土 $D_{15}\leqslant 0.2$mm；中国水利水电科学研究院 $D_{20}/d_{70}\leqslant 7$，其中南方黏土 $D_{20}\leqslant 2$mm，对北方一般黏土 $D_{20}\leqslant 0.8$mm，对黄土、分散性土 $D_{20}\leqslant 0.2$mm。四是提供了宽级配料、自滤料、内部稳定料的检查和调整方法。具体检查方法有 Kenney 的计算法、莱夫勒的作图法及洛温(Lowe)的作图法(见图 3-4)。Lowe 曾描述说："现在已经发现，太沙基准则可用来检查宽级配料的自滤能力和间断级配的土料。可以通过把级配曲线用任一分离点分成两部分来检查(见图 3-4)，颗粒粒径每变化 5 倍，曲线陡于 15%(即含量 15%/5d)该土料则是自滤料。这种情况下，反滤料的 D_{15} 基于细料部分的 d_{85} 要优于整个料的 d_{85}。"

如果经过检查，该料不是自滤料，还可以对原级配进行人工调整，调整方法是将原料筛去某一大粒径之后作为全料应用，经调整

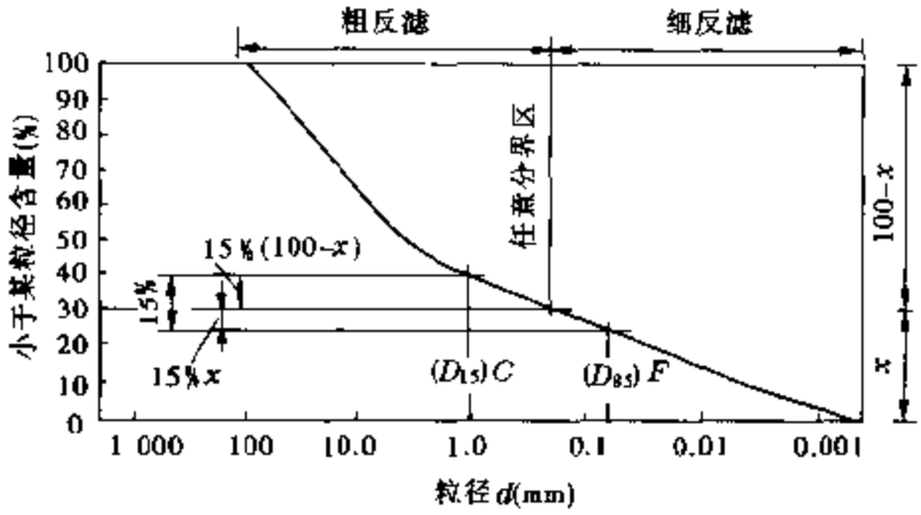


图 3-4　Lowe 以后自身反滤材料准则(Jansen,1988)

说明:准则讲到粗反滤(D_{15})应不大于 5 倍的细反滤(D_{85})

可以确定出满意的、较窄范围的、满足自滤料的内部是稳定的宽级配料作为土石坝防渗体的填筑材料。以此为基料再按上述滤层准则设置反滤料。

总之,合适的反滤料的设计,先需对被保护土料的性质进行分析,必要时还需要对级配进行调整,消除宽级配内部不稳定,心墙土料性质得到改善,此点是共同的。但在调整方法上目前尚不一致,J.lowe 和 Lafleur 采用分析颗粒级配曲线法调整土料,J.Lsherard 采用 $d<4.75$mm 土料作为心墙土料,芬兰国家委员会用 $d<20$mm土料作为心墙土料,挪威国家委员会用 $d<60$mm 土料作为心墙土料……此点供使用参考。

3.2.5　小结

(1)土的破坏机理,先是从渗流出口开始,后向深处发展,最后形成渗流破坏而失事。实践证明,只要在渗流出口设置反滤层,保护住渗流出口颗粒不流失,并使渗透过来的水流通畅排走,渗透压力减小以至消失,则保证了土体的渗透稳定性,故反滤层是防止渗透破坏的有效措施。

(2)反滤层设计得经济合理与否,关键是采用的滤层准则是否

反映保护土料的性质和具体条件。

(3)太沙基的滤土准则是基于保护均匀无黏性土,对于黏性土是偏于安全的,也是可用的。该准则设计的滤层是均匀级配料,可以是单层或多层,多层的层间关系也是以此准则为基础。该准则不适用宽级配反滤料,也不适用为宽级配料设计反滤。但太沙基的排水准则可用做宽级配料的透水条件。

(4)由于设计水平的提高、土石坝的发展,宽级配风化料、砾石土、冰碛土被应用;施工方法的发展需要加工简单的、适应机械化快速施工的填筑材料,则宽级配料的应用是当前的趋势。

(5)通过大量试验研究,不但论证了太沙基滤层准则的合理性及适用条件,还在此基础上提出适用宽级配料的滤层准则及检查宽级配料、自滤料、内部稳定料和调整级配等具体方法。

(6)通过对被保护土的分析,选用相应的滤层准则,设计出经济合理的反滤层。

3.3 砂石滤层的材质、生产、压实标准与施工

前节对被保护土的分析、调整、滤层准则研究与应用等问题已作介绍,本节仅就砂石滤层的材料质量、填筑宽度、压实要求,防止分离、污染及施工方法等问题叙述如下。

3.3.1 用做反滤层的砂、石材料质量

为了保证砂石反滤层的"滤土"和"排水(减压)"功能,用做砂石反滤层材料的砂、石颗粒应具有以下特性:

(1)砂、石颗粒应具有坚硬性,以保证在填筑压实过程中承受静压力和振动力作用时不致颗粒破碎,细粒增多。甚至在高土石坝中存在高压力和剪应力作用下,颗粒不发生破碎,确保反滤层颗粒组成级配的稳定性。因为软弱、片状、针状颗粒本身强度低,在压实过程中受机械碾压荷载的作用,在高土石坝中承受高压力和

剪应力的作用，颗粒容易发生破碎，细粒增多，影响反滤层材料的级配，工程性质变异，致使滤层功能变化，故这些材料应避免使用。

(2)砂、石颗粒应为天然的或人工的粒状材料，这些材料不但强度高，不易破碎，而且容易适应反滤料坍塌时的变形，具有自身的愈合能力，甚至上游反滤层中细颗粒由于本身是无黏性粒状材料，在渗透水流作用下亦可以愈合被保护黏性土料万一产生的裂缝。相反，反滤料的石料颗粒为片状颗粒，在反滤料出现坍塌现象时，会起架空作用，坍塌变形不能自愈，影响滤层功能的正常发挥。

(3)砂、石颗粒应具有耐久性。用做反滤料的砂、石颗粒应是不因冻融过程、生物及化学物质的侵蚀、随时间的推移，致使颗粒强度降低而破坏，甚至产生胶结力、黏结力，影响滤层特性的材料。

(4)砂、石颗粒应是清洁的无黏性粒状料。反滤料所用砂石料应是不含任何杂质的、清洁的、坚硬的、耐久的砂石颗粒，颗粒中对细粒的黏性土也应予以限制，因为这些颗粒容易在反滤料中发生结埂，影响反滤料的“滤土”、“排水”功能。如 Cedergren1977 年发表的试验资料表明，“当 $d<0.075$mm 的沙及黏土颗粒含量为 5% 时，将减少混凝土砂渗透系数的 5.5 个量级，对砂和砾石混合料的渗透系数约减少 3 个量级，并认为即使少量的沙或黏土也可能大幅度地降低砂的渗透性。所以在一些技术规范中对 $d<0.075$mm 的颗粒明确加以限制，当前一般允许为 2%～7%，经常使用最大值为 5%”。我国规范采用 $d<0.1$mm 颗粒小于等于 5%。

(5)反滤料的级配曲线应是连续级配，以保证大小颗粒相互充填的均匀性和土体结构的稳定性。

(6)为了保证反滤料的质量，在应用中除了进行颗粒分析、必要时的反滤试验等，用以论证反滤料的洁净性、级配的合理性之外，还应对反滤料的砂石料，如同混凝土骨料那样，进行坚固性试验(如 ASTM C88)和抗破碎性试验(如 ASTM C535 和 ASTM C131)，以论证反滤材料的坚固性和耐久性。

3.3.2 反滤料的加工与生产

由于反滤料在土石坝中同时具有滤土与排水功能，除了前述有严格的材质要求外，对级配亦要求严格，故一般均将天然砂石料通过筛分厂筛分、冲洗甚至必要的破碎等加工生产而成。

3.3.2.1 一般机械化加工与生产方法

反滤料加工生产的依据，是设计人员在分析砂石料场勘察中天然级配资料的基础上，按一定的滤层准则计算后，最终选定反滤料料场，并提出反滤料级配上下包线、最大粒径、含泥量要求。如黑河土石坝，第一层反滤料采用渭河砂加工而成，含泥（$d<0.1$mm 颗粒）量≤5%，最大粒径≤5mm，有上下级配包线范围的反滤砂；第二层反滤料采用黑河砂砾石料加工而成，含泥量≤5%，最大粒径≤80mm，有上下级配包线范围的砂石混合反滤料。筛分厂将规定料场的砂石料通过筛分剔除大于最大粒径的颗粒，用水力冲洗方法保证含泥量合格，加工生产工艺流程如图 3-5 所示。由于级配设计是基于原料级配的基础上，这种方法加工生产的反滤料在要求级配的上下包线范围之内，加工生产的反滤料是合格的。该方法是一般常用的加工生产方法，其缺点是若料场级配变化，必将影响加工级配质量。

3.3.2.2 机械化自动化加工与生产方法

前述加工方法是建立在料场级配较好的基础上的，如果天然砂石料像黄河小浪底工程料源为卵砾石夹细粉砂，缺乏 20～1.2mm 的砾石和粗砂，仅采用筛分、冲洗方法加工的反滤料级配必然是不合格的，需要采用破碎方法加入人工破碎料，以保证反滤料级配满足要求。这里将小浪底工程黏土斜心墙堆石坝反滤料的加工生产情况简要介绍如下：

按文件规定，小浪底工程的 2A、2B、2C 三种反滤料及混凝土骨料皆由马粪滩砂石料场开采加工生产。其中料场砂石料的天然级配（平均）和三种反滤料颗粒组成级配上下包线资料见表 3-4。

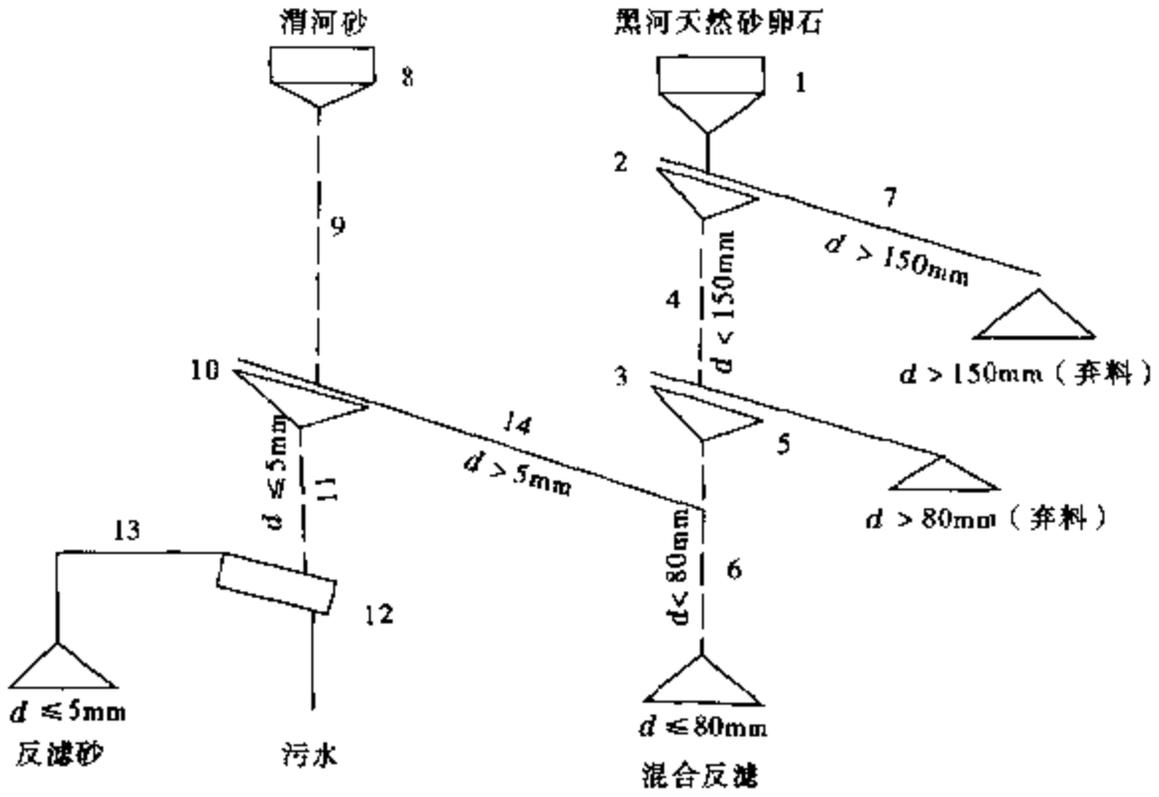


图 3-5　黑河土石坝反滤料加工生产工艺流程示意图

1—17.6m³ 料斗；2—30m³ 料斗；3—150mm 篦筛和 ZSW145 振动筛给料机；4—8030 胶带输送机；5—80mm 振动筛；6—8060(斜)8030(平)胶带输送机；7—3m³ 装载机运送；8—8011 胶带输送机；9—5mm 振动筛；10—6020(斜)胶带输送机；11—钢溜槽；12—螺旋洗砂槽；13—8035(斜)胶带输送机

由表 3-4 资料看，马粪滩料场天然砂石料的天然级配中 $d>80$mm 的石料占 48%，$d=20\sim1.2$mm 的砾石和粗砂颗粒甚少，$d<1.2$mm的细粒较多，属于卵砾石夹细粉砂。用 $d<80$mm 料生产反滤料及混凝土骨料，显然需要破碎生产人工砾石和粗砂，才能满足反滤料的级配要求。同时，约有 50% 的 $d>80$mm 石料堆弃，是不经济的。因此，承包商为保证生产的成品料的质量、满足工程进度要求，报批和采用筛分、破碎、冲洗方法，同时生产混凝土骨料与反滤料、过渡料于一体的加工厂。平面布置见图 3-6，加工生产工艺流程见图 3-7。该加工厂的特点如下：

表 3-4　砂石天然级配、三种反滤料级配和工程量

名称	工程量（$\times 10^4 m^3$）	级配名称	颗粒组成(%)								
			>80 mm	80～60 mm	60～40 mm	40～20 mm	20～10 mm	10～5 mm	5～1.2 mm	1.2～0.075 mm	<0.075 (<0.1) mm
料场天然级配		平均	48	16		10	5	3	4	9	5
2A 反滤料	90	上包线				0	15	15	26	41	3
		下包线				10	17	15	25	33	0
2B 反滤料	61	上包线		0	17	24	24	25	10		
		下包线		15	15	25	24	21	0		
2C 反滤料	110	上包线		0	8	13	11	10	20	35	3
		下包线		15	6	10	10	10	21	28	0

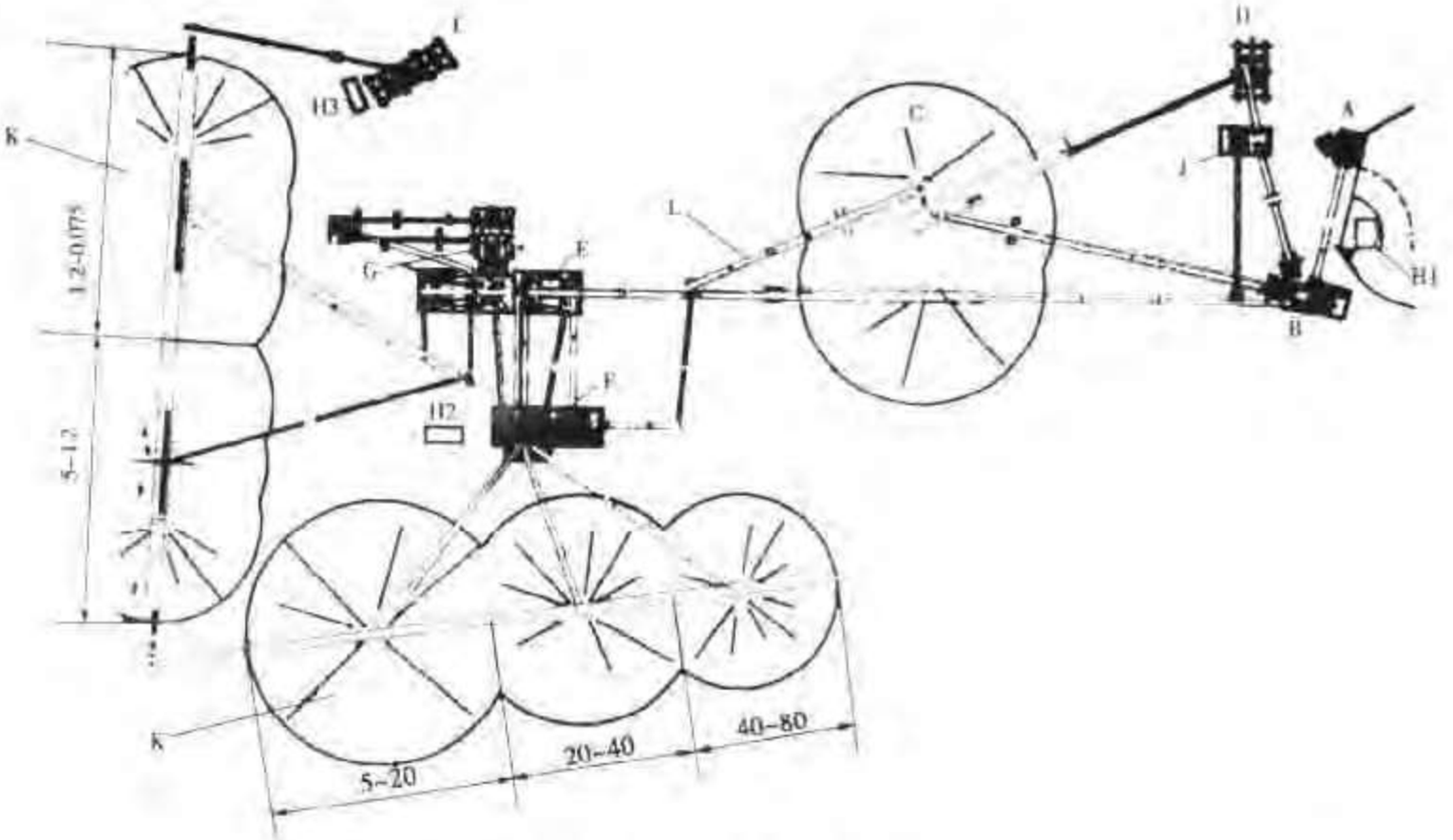


图 3-6　平面布置图(单位:mm)

A—粗碎楼;B—粗碎楼;C—过渡料堆;D—过渡料出料斗;E—筛分楼;F—中细碎楼;K—成品骨料堆;
G—制砂系统;H1—过渡料部分中控室;H2—反滤料部分中控室;H3—反滤料配料中控室;
I—反滤料出料斗;J—新增圆锥破碎机;L—C28 皮带机

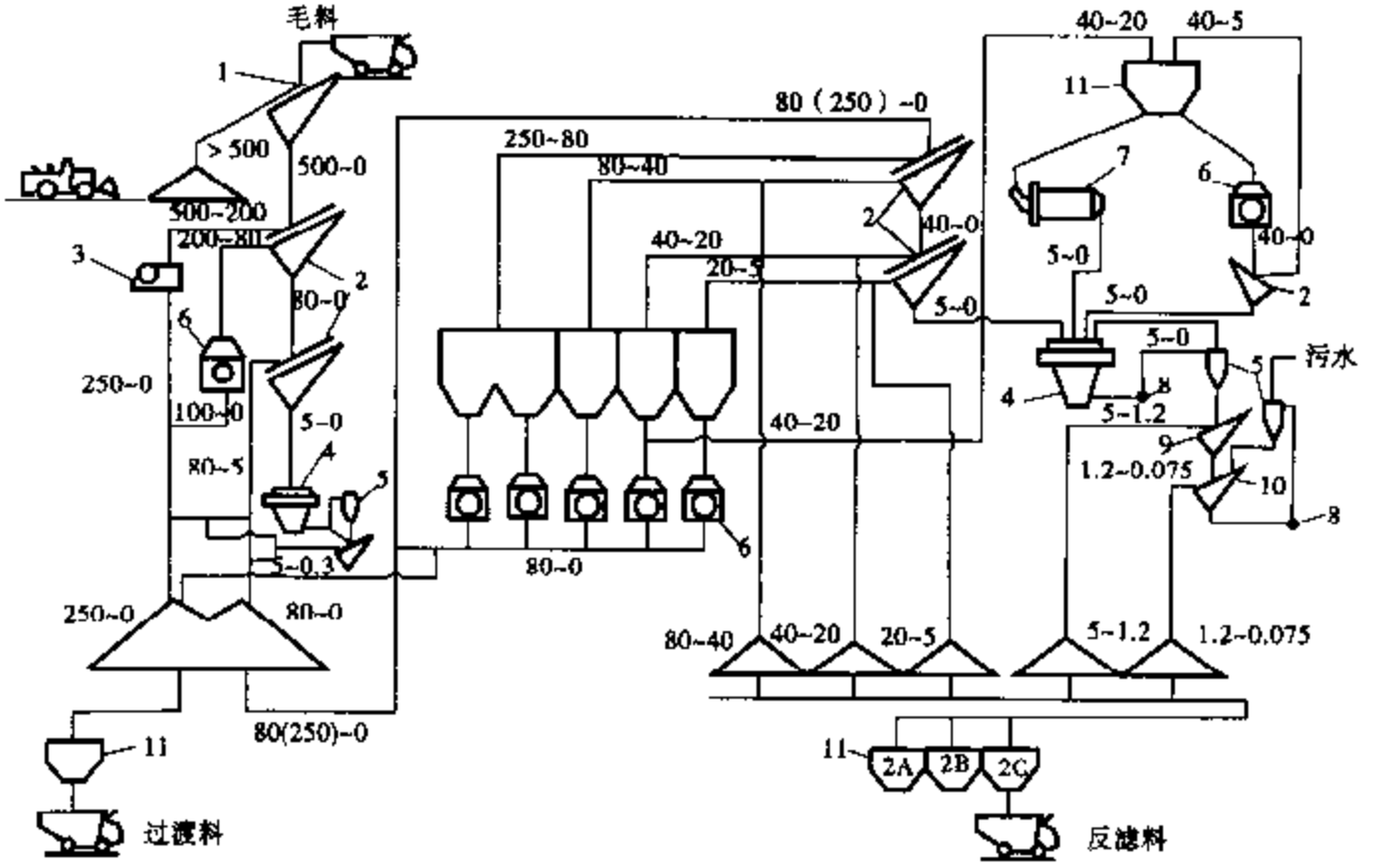


图 3-7　工艺流程示意图(单位:mm)

1—篦条筛;2—振动筛;3—颚式破碎机;4—洗砂槽;5—旋流器;6—圆锥破碎机;
7—棒磨机;8—砂泵;9—单层静力筛;10—振动脱水筛;11- 料仓

(1)为了保证反滤料的生产质量,结合混凝土骨料生产将各级砂石料先经筛分、破碎再筛洗成颗粒 d 分别为 80～40mm、40～20mm、20～5mm 三个粗骨料堆和 5～1.2mm、1.2～0.075mm 两个细骨料堆;再用自动控制的方法操纵各料堆给料器称重供给廊道皮带机,配制出各种满意的反滤料。由于反滤料是用先进的、快速的、准确的计算机自动控制系统配制的,故生产实践中任何时间的检测结果,反滤料的级配是合格的,质量是保证的。

(2) 加工厂的主要设备包括破碎机(颚式破碎机、不同型号圆锥式破碎机、旋转式破碎机)9 台、筛分机(不同型号的静力、振动、脱水筛)16 台、皮带机(650mm、800mm、1 000mm、1 200mm 四种宽度,总长 1 700m)37 条等。经过 5 年的运行,设备性能良好,运行稳定可靠,设备的利用率达 85%,完好率达 100%。

(3)洗砂系统采用了洗砂槽、静力筛、振动筛、旋流筛、振动脱水筛等多种设备,使加工出的砂料尤其是 1.2～0.075mm 的细粉砂洁净、含泥量小、含水率低,提高了混凝土骨料和反滤料的质量。

(4)采用德国西门子自动控制系统。用计算机控制全系统所有设备的运行和反滤料称重、配制,快速、准确,能保证质量,满足了工程进度要求。

(5)该加工厂不但生产出合格的反滤料及混凝土粗、细骨料,还利用 $d>80$mm 弃料生产出强度高、级配好、满足 320 万 m^3 工程量要求的过渡料。

(6)该加工厂所采用设备先进、性能稳定、类型多样,满足流程性能要求;布置紧凑,运行灵活、方便;自动化水平高、快速准确;功效高(反滤料生产率达 732t/h,过渡料生产率达 900t/h,共计 1 632t/h);不受料场变化影响,质量有保证等,值得推广。

3.3.3 反滤层的宽度

早期的反滤层多是采用古典的太沙基滤层准则($D_{15}/d_{85}<4～5$和 $D_{15}/d_{15}>4$)设计的均匀多层反滤料。这种反滤料由于级

配范围窄，颗粒组成比较均匀，又多是人工精细地加工与施工，反滤料施工质量高，不存在分离问题，在一些技术规范中规定反滤层的宽度 $B=(4\sim5)D_{max}$，也有采用 $B=4D_{85}$（D_{max}、D_{85}分别为反滤料最大粒径和含量为85%的粒径）。一般工程采用反滤层的宽度为20～30cm。随着科学技术的发展和大型土石方机械的使用，反滤层宽度发生了较大变化。至于变化的原因主要有如下几方面：

(1)均匀多层反滤料多是人工生产费用昂贵。

(2)均匀多层反滤料不宜机械化施工，施工麻烦，费工、费时、劳动强度大。

(3)宽级配反滤层多是砂石混合料，加工简单，费用低廉。

(4)宽级配料存在分离问题，宽度相应增大，可以避免某些局部分离造成的危害。

(5)由于科学技术的发展，一般土石坝的黏土心墙多采用窄心墙，在满足防渗效果的前提下减少了难施工、强度低的黏土填筑工程量，坝体内孔隙水压力亦减小，既有工程量减少，又有增加坝体稳定之效益。但窄心墙对土石坝来说，心墙黏土的变形模量较小，坝壳棱体中砂卵石或堆石的变形模量较大，在坝体中两种材料的变形不相协调，容易产生拱效应，使心墙发生裂缝，而宽度较大的反滤层还可起到变形过渡作用，避免黏土心墙出现裂缝。

(6)宽度较大的反滤层便于机械化施工，效率高，工期短。

反滤层的宽度值，文献[4]指出，“室内外试验表明，合适级配反滤料的反滤能力，在与被保护土料的接触面的几厘米内起作用。如果使用经过加工处理的反滤料，1m宽的规格也可以应用。使用如此薄的反滤料，是建立在加工厂精密控制级配和质量，并采用了细微的运输与填筑技术，从而避免了分离等的基础上的。除非在竖直沟槽或应用铺料盒填筑，否则窄的反滤层很难填筑，在很多重要土坝中并不采用。一般来说，推荐最小宽度在2～3m之间，在特殊情况下(如地震区)，反滤料的宽度则更宽”。同时文献[4]指

出,“弱控制料,如天然未加工的沉积料,采用 3m 或更小宽度做成反滤料,应避免使用。这些料在铺填过程中会产生分离并可能产生级配及质量的改变,这种改变在与邻近材料的接触面上尤其危险。另外,也应避免在过渡区使用宽级配材料,这些材料在运输过程中会产生分离”。这些宝贵的忠告应引起重视。

另外,如我国 2001 年 6 月建成的、坐落在 80m 深的河床覆盖上、坝高 154m、填筑方量 5 185 万 m^3、地震烈度 7°(按 8°设防)的小浪底工程黏土斜心墙堆石坝,黏土斜心墙与坝壳堆石之间铺设了反滤层和过渡层,其中上游一层 2C 反滤料(0.1～80mm)宽度 4m、一层过渡料(0.1～250mm)宽度 4m;下游两层 2A 反滤料(0.1～20mm)宽度 6m、2B 反滤料(5～80mm)宽度 4m,一层过渡料(0.1～250mm),顶部宽度 4m,底部宽 35.9m,以满足反滤及力的传递、变形过渡作用。

总的来说,目前采用的各种反滤料,皆需在加工厂精细加工,严格控制级配,运输和填筑中防止分离,反滤料的最小铺填宽度采用不小于碾轮宽度或推土机刀片宽度,以利于机械化施工,保证填筑压实质量。

3.3.4 反滤料的压实标准

反滤料如同土石坝其他填筑材料一样,施工的核心问题是填筑压实。如果压实不足,变形大,影响稳定性,但压实也不是愈实愈好,压实太过了会使反滤料的颗粒破碎,改变滤层功能,反而不好,故有一个压实标准问题。这里将有些文献中提到的几种标准介绍如下:

(1)美国垦务局(USBR)建议,反滤料应充分压实达到足够的密度,以防止液化。限制固结,并达到足够的强度。过度碾压可能导致颗粒破碎,在某种情况下,细粒含量超过规定的范围,降低反滤料的渗透性。

(2)美国垦务局和澳大利亚公用事业部门建议,压实后相对密

度最小为0.7,现场密度试验应在表面下第二层或第三层中做,这是因为振动使第一层的表面变得疏松。

(3)洛温(Lowe)建议,反滤料应压实到与相邻材料相同压实度的程度。

(4)中国水电部《碾压式土石坝设计规范》SDJ218—84规定,"反滤料、过渡料必须压实。保证水库蓄水后心墙与斜墙不致因为这种填土的变形面产生裂缝或断裂"。填筑标准一节中指出"第2.3.4条无黏性土的压实标准按相对密度确定",要求不低于0.70~0.75,地震区按SDJ10—78第34条规定,浸润线以上不低于0.7,浸润线以下不低于0.75~0.85。

(5)中国黑河黏土心墙砂卵石坝要求反滤料压实后的相对密度不低于0.8。

(6)De meud强调指出:"从心墙到筒状反滤排水变形过渡的重要性。"意即强调了两种相邻材料压实后变形模量应相协调。

(7)Post建议,对管状反滤料、排水系统和排水铺盖的压实要求应分别规定:①对管状反滤或排水系统一般采用较低的压实度,可在心墙与坝壳之间产生变形过渡,从而减小荷载传递;②对排水铺盖,要求最小的压实度,以防止地震时发生液化。

(8)一些设计人员(如Kleiner)喜欢对某一种设备规定一个压实遍数的方法。一般情况下,用10t光面振动平碾在铺土厚度为30cm条件下规定碾压2遍。

(9)中国小浪底工程黏土斜心墙堆石坝的施工中,对反滤料压实标准既有压实遍数的要求又有压实度的要求。即对2A、2B、2C三种反滤料,要求层厚25cm,采用自行式振动平碾(SD170型,重167kN,碾轮重103.3kN,频率31.7~30.6Hz)碾压2遍;对反滤料与两岸岩基面处,层厚15cm,用专门小型机械压实,压实度≥95%。

3.3.5 反滤料的分离问题

反滤料是一种无黏性的粒状材料，尽管加工厂严格控制级配，只要动一次，就有分离的可能，如在皮带机堆存、装车、运输、卸料、铺料等过程中分离现象是存在的，级配"愈宽"愈容易分离，而土石坝中的反滤料要有滤土与排水功能，分离又是不允许的，因此反滤料的分离问题引起坝工界的重视。

为减小分离，要求在反滤料加工、堆放、装运、卸料、填筑施工的每一个环节中采取必要措施，尽可能地把分离控制为最小，以不危害反滤料的滤土与排水功能为准。具体措施如加工厂生产时严格控制级配满足要求，保证生产的反滤料是合格的，从皮带上卸下时控制料堆锥体每 2～3m 高削平锥尖一次，汽车卸料时料堆高度不宜超过 2m，铺料前拌和均匀再铺平等。

为了减少分离，提出反滤料的级配必须有足够的均匀性：

(1)美国水土保持局和垦务局(USDASCS　USBR、Lowr Ripley和 Marolanda)建议采用一种或两种方法来减小反滤料分离，即：①应用窄级配均匀料；②限制反滤料的最大颗粒尺寸；③用控制 D_{90} 和相应的 D_{10} 来选择反滤料级配，该标准见表 3-5。

表 3-5　防止分离的 D_{90} 和 D_{10} 范围(USDASCS1986，USBR1987)

D_{10}(mm)	<0.5	0.5～1.0	1.0～2.0	2.5～5.0	5.0～10	10～50
D_{90}(mm)	20	25	30	40	50	60

注：D_{10} 与 D_{90} 分别为反滤料从小粒径开始累计含量分别为 10%与 90%时的粒径。

(2)一些反滤准则对反滤料的不均匀系数 $C_u = D_{60}/D_{10}$ 提出了量的要求，如美国水道试验站的准则，被保护土为中高塑性土，反滤料 $D_{15} = 0.4$mm，$C_u \leqslant 20$；依托敏娜的准则，被保护土为 $I_P > 7$ 的黏性土，反滤料 $D_{90} = f(C_u) = 8 \sim 80$mm，$C_u \leqslant 20$；中国水利水电科学研究院的准则，被保护土为 $I_P > 4$ 的黏性土，反滤料 $D_20 = 0.5 \sim 2.0$mm，$C_c \leqslant 40$。

采用铺料箱(类似路面沥青混凝土铺料箱一样)填筑反滤料,也是一个防止分离的好办法。

3.3.6 反滤料的填筑压实方法

在机械化快速施工的今天,同样反滤料的施工,一般是采用装载机装车、自卸汽车运输,并拉至填筑处卸成小型料堆,小型反铲铺填,必要时人工配合修整,振动平碾压实。为了防止反滤料与相邻料的相互污染,使压实效果好,采用"先砂后土、土砂平起"的原则。从目前施工方法看,可归纳为如下三种。

3.3.6.1 一层反滤料,两层心墙黏土料

由于反滤料与心墙黏土料性质不同,采用的压实机械不同,压实层厚不同,一些工程采用一层反滤料、两层黏土料的填筑压实方法。该方法在施工中,先铺填 50～60cm 的反滤料,后铺填 20～30cm 的黏土料,随即用振动凸块碾或羊足碾压实至要求密度,再铺填一层黏土料并压实至合格,用振动平碾压实已铺好的反滤料至合格,再用振动平碾沿两种材料连接处骑缝碾压,保证两种料连接处的质量。这种方法应用较多,如碧口土石坝、石头河土石坝、黑河土石坝等。这种方法的优点是适合机械化快速施工;不足之处是填筑第一层黏土时,反滤料未压实,也不能骑缝碾压,只能在第二层压实后才能压实黏土与反滤料的接合部位,在接缝处有犬牙交错现象。为了减少此种现象,在第二层黏土填筑前,需人工处理接合处,劳动强度大。

3.3.6.2 先砂后土,土砂压实层厚相同,土砂平起

在施工中,依据黏土的层厚,先铺 20～30cm 的反滤料,随即再铺 20～30cm 的心墙黏土料,用振动凸块碾或羊足碾压实黏土至要求密度,用振动平碾压实反滤料至要求密度,并随即骑缝碾压两种料的接合部位。这种方法铺填反滤料层厚,比前述方法薄,层次多,尤其大型汽车卸料料堆大,铺填费事一些;它的优点是,两种料同时填筑,犬牙交错现象基本不存在,每层料的接合部位都进行

了压实.压实效果好,劳动强度小,是一种适合机械化快速施工的好方法.被许多工程所应用,如小浪底工程黏土斜心墙堆石坝就是采用这种方法施工的。

3.3.6.3 采用铺料箱铺填反滤料

为了防止反滤料的分离和相邻不同材料的相互污染,用专门的铺料箱铺填反滤料的施工方法,实践证明,无论是在分期的反滤料中,还是在两种相邻材料的接触面上都能较好地起到隔离和控制作用,是保证反滤料填筑质量的好方法,但要增加铺料箱系统设备。这种方法被许多工程所应用,如委内瑞拉的 Raul Leoni(Guri)坝就是采用此种方法施工的。

3.3.6.4 施工中严格防止对反滤料的污染

前面已说明反滤料是防止渗透破坏的关键所在,它既要防止心墙土料颗粒流失,又要通畅地排走渗透水流,对颗粒组成要求严格,故在施工中要严防细粒的心墙黏土和粗粒的坝壳料混入反滤料中,防止机械车辆横穿反滤料而带走反滤料,带进其他颗粒或杂物,防止排雨水时混入泥水,以免对反滤料造成污染,影响反滤料的性质和功能。

3.3.7 小结

反滤料在土石坝中承担了滤土、排水及黏土心墙与石料坝壳棱体之间变形过渡作用。它的质量关系土石坝、黏土心墙堆石坝工程的安危。由于反滤料是由无黏性粒状材料组成的,分离问题客观存在,因此在反滤料应用的全过程中,选择的材料必须是洁净的、坚硬的、耐久的、无黏性的粒状料,加工、运输、卸料、堆存、铺填、压实等各个环节中要严防分离和污染,控制级配、铺填宽度和厚度、压实标准,即使有分离也要尽可能采取措施控制到最小,不能危及滤土、排水功能,达到建成的反滤层是合格的,能发挥反滤层的作用,确保大坝渗透稳定性。

参 考 文 献

[1] 刘杰．土的渗透稳定性及渗流控制．北京:水利电力出版社,1992

[2] 郭庆国．滤层准则研究与应用的四个发展阶段．土石坝工程,2000(4):37～46

[3] 郭庆国,马理,孙维卫．砂石滤层准则的研究与进展．西北水电,2001(2):29～34

[4] ICOLD. Embankment Dams Granular Filterss and Drains. Review and recommendations. ICOLD Bulletm, 1994 (95):54～85

[5] SDJ218—84 碾压式土石坝设计规范. 水利电力出版社,1985.6

[6] 原苏联国家建设委员会．土石材料坝(СНИП 2.06.05.84). 莫斯科,1985

[7] 郭庆国．粗粒土的工程特性及应用．郑州:黄河水利出版社,1998

[8] 郭庆国,金亚玲．滤层准则研究与进展．水利水电科技进展,2002(1)

[9] 郭庆国,马理,孙维卫．砂石滤层准则的材质与施工．施工组织设计,2002 (2)

[10] 郭庆国,马理,孙维卫．砂石滤层应用中的几个问题．西北水电,2002(3):28～32

第四章　无纺土工织物的滤层特性及应用

4.1　引言

针刺无纺土工织物，是以合成纤维为原料，用针刺方法将随意排列的纤维压制而成的布状物。它耐腐蚀、抗拉强度高且各向几乎相等，透水性强及能防止被保护土的颗粒流失，符合滤层材料的基本特性。同时，在工程应用中比传统的砂、砾石滤层工程量小、施工方便、工期短、费用低。因此，深受土木工程界的重视，为土石坝(包括水坝、灰坝、尾矿坝)、护岸及排水工程的滤层材料提供了新的途径，并在许多工程中得到应用，积累了一定的经验。但是，目前土工织物毕竟是一种新材料，国外普遍应用的历史也不过十几年，我国在20世纪80年代初才开始应用，至今还没有统一的测试方法，产品也没有完全规格化和系列化，加上土的性质十分复杂，土与土工织物间相互作用的分析计算方法还在不断探索中，也还有待于工程的原型观测与物理模型试验去验证。因此，宣传、交流、推广土工织物特性及应用技术，在实际工程中得到广泛应用也是十分必要的。本章以此为目的，对无纺土工织物的滤层特性、设计准则、应用技术、应用实例及物理模型试验等方面加以研究和总结，以供土石坝(水坝、灰坝、尾矿坝、河堤、围堰)、护岸工程、排水工程在应用土工织物滤层中参考。

4.2　滤层功能及设计准则

土工织物滤层的功能主要有两个方面：一是防止被保护土颗

粒流失发生管涌破坏，二是要有足够的透水性，起排水减压作用。前者要求土工织物的孔径要小，足以阻止被保护土颗粒流失；后者要求土工织物有足够的透水性，使渗透水流自由通过。显然决定性指标是土工织物的孔径和渗透系数，而保护与被保护材料是相互依存的，故被保护土的粒径和渗透系数又是决定土工织物滤层特性的先决条件。

根据被保护土的粒径和渗透系数的大小，选取相应孔径和渗透系数的土工织物作为滤层材料，满足防止管涌破坏和渗透水流自由通过的要求。许多学者皆是以此为原则进行分析研究，提出了许多土工织物滤层的设计准则，如法国 Franziuz 研究所、荷兰海岸工程学会提出：对黏性土用 $O_{90} \leqslant 10d_{50}$ 且 $O_{90} \leqslant d_{90}$；对均匀($C_u<5$)的非黏性土，$O_{90} \leqslant 2.5d_{50}$，$O_{90} \leqslant d_{90}$；对级配良好($C_u \geqslant 5$)的非黏性土，$O_{90} \leqslant 10d_{50}$，$O_{90} \leqslant (1\sim2)d_{90}$；对含少量黏土或无黏性土且粉砂重超过 50%，Calhaun 建议用 $O_{90} \leqslant 0.2$mm，美国 USWES 用 $d_{85} \geqslant O_e \geqslant d_{15}$，荷兰海岸工程学会、Leflalve、Puig 用 $k_g > 5k_s$，运输工程土工织物使用手册、美国 USWES 用 $k_g > 10k_s$，Loudiere 用 $k_g > 100k_s$，法国土工织物委员会用 $k_g/T_g > 10^5 k_s$，Grioud 用 $k_g > 0.1k_s^*$，Schohe、Teindi 及 Heopten 等用 $k_g > k_s^*$ 等。

上式中带有 * 的，皆是指对受压淤堵后发生变化的土工织物适用，O_e 为土工织物的有效孔径(一般 $O_e = O_{90}$)，d_{15}、d_{50}、d_{85}、d_{90} 分别为被保护土颗粒组成累计曲线上含量为 15%、50%、85%、90%时的颗粒粒径(mm)，C_u 为不均匀系数，k_g 为土工织物的渗透系数，k_s 为被保护土的渗透系数(cm/s)，T_g 为土工织物的厚度(m)。

上述各家标准各有各的特点，只是量级上略有差异而在主要形式上仍属一致，皆是由被保护土的某一特性粒径和渗透系数确定土工织物的有效孔径和渗透系数，以此选定符合滤层要求的土

工织物。

4.3 土工织物滤层的应用实例

陕西凤县银母寺铅锌矿建造一座尾矿坝。该坝分为初期坝和后期坝，初期坝采用人工开挖的堆石料填筑，高 35m，后期坝用尾矿砂冲填而成，高 95m。堆石料颗粒粗，尾矿砂颗粒细，两种材料的颗粒组成、粒径大小、渗透系数等工程性能差异较大，必须在两者之间（两种材料的接触面）铺设一层滤层，达到拦砂排水的目的，以保证尾矿坝的安全运行。

4.3.1 土工织物滤层的计算与选型

(1)尾矿砂的颗粒组成特性见表 4-1。

(2)尾矿砂冲填后土体的渗透系数见表 4-2。

表 4-1 尾矿砂颗粒组成资料

组号		1	2	平均
颗粒组成(%)	>0.1mm	11.0	12.3	11.65
	0.1~0.08mm	16.0	22.7	19.35
	0.08~0.06mm	16.5	14.0	15.25
	0.06~0.04mm	17.0	16.0	16.50
	0.04~0.02mm	36.5	34.0	35.25
	<0.02mm	3.0	1.0	2.0
特性粒径(mm)	d_{10}	0.023 4	0.025 7	0.024 6
	d_{15}	0.024	0.028	0.026
	d_{50}	0.051	0.059	0.055
	d_{60}	0.077	0.084	0.080 5
	d_{85}	0.095	0.100	0.097 5
	d_{90}	0.100	0.105	0.103
不均匀系数 C_u		3.29	3.27	3.28

表 4-2　尾矿砂冲填后土体的渗透系数资料

组号	干密度 (g/cm^3)	渗透系数 (cm/s)	组号	干密度 (g/cm^3)	渗透系数 (cm/s)
1	1.5	1.10×10^{-4}	1	1.53	5.03×10^{-5}
2	1.5	1.50×10^{-4}	2	1.53	3.74×10^{-5}
3	1.5	1.24×10^{-4}	3	1.53	4.24×10^{-5}
4	1.5	2.04×10^{-4}	4	1.53	4.34×10^{-5}
5	1.5	2.73×10^{-4}	5	1.53	4.46×10^{-5}
6	1.5	1.86×10^{-4}	6	1.53	4.43×10^{-5}
平均值	1.5	1.75×10^{-4}	平均值	1.53	4.74×10^{-5}

由表 4-1 和表 4-2 知：该尾矿砂的不均匀系数为 3.28<5，$d<0.02$mm 的颗粒含量在 1%～3%之间，平均为 2%，属均匀粉细砂土类。

(3)土工织物滤层的设计计算。根据上述几种设计标准及尾矿砂的特性分别计算如下(见表 4-3)：

表 4-3　几种标准的计算成果

标准类型		指　标
USWES	$O_e\leqslant d_{85}$	$\leqslant0.097\ 5$mm
	$O_e\geqslant d_{15}$	$\geqslant0.026$mm
	$k_g>10k_s$	$>1.75\times10^{-3}$cm/s
Franzius	$O_e\leqslant2.5d_{50}$	$\leqslant0.138$mm
	$k_g\geqslant5k_s$	$\geqslant8.75\times10^{-4}$cm/s
荷兰海岸工程学会	$O_e\leqslant d_{90}$	$\leqslant0.103$mm
法国土工织物委员会	$k_g>10^5k_sT_g$	$>17.5T_g$
Loudiere	$k_g>100k_s$	$>1.75\times10^{-2}$cm/s

综合表 4-3 中几种标准的计算成果，当土工织物的有效孔径 $O_e\leqslant0.097\ 5$mm，$O_e\geqslant0.026$mm，渗透系数 $k_g>1.75\times10^{-2}$cm/s 时，皆满足上述几种标准的要求，即满足防止被保护土的颗粒流失

和渗透水流通畅的滤层要求。

(4)土工织物滤层的选择。目前国内生产土工织物的厂家、土工织物的种类、规格较多,这里仅举几种,供选型中参考(见表4-4。)

由表4-4看出,除7号 O_e 为0.132mm,大于0.097 5mm外,其余皆小于0.097 5mm、大于0.026mm,渗透系数皆大于 1.75×10^{-2}cm/s,满足保护尾矿砂的反滤要求,并考虑尾矿坝的特点及经济指标,初选6号土工织物作为反滤材料,它的有效孔径 O_e 为0.097,k_g 为 2.5×10^{-2}cm/s。

4.3.2 土工织物滤层的结构形式

如前所述,尾矿坝的主要功能是拦沙排水,该反滤层是设置于尾矿砂与堆石之间。为了防止堆石料的颗粒棱角顶破土工织物,特在堆石面设置0.3~0.5m厚的砂石垫层;为了防止紫外线照射影响土工织物的强度,在铺好的土工织物上铺设必要的保护层(见图4-1)。

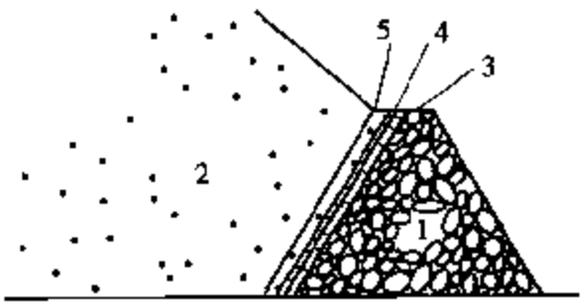


图4-1 尾矿坝及滤层结构形式示意图

1—堆石坝(初期坝);2—尾矿砂坝(后期坝);3—砂石垫层;
4—土工织物滤层;5—保护层

4.3.3 土工织物滤层铺设时需要注意的几个问题

(1)铺设土工织物前,对堆石体表面应进行整平,并铺30~50cm厚的砂石垫层,以防止堆石有棱角的颗粒刺破土工织物。

(2)当发现土工织物有破坏处时,采用大于撕破处面积4~5倍的完整土工织物予以覆盖修复。

表 4-4　无纺土工织物部分资料

序　号		1	2	3	4	5	6	7	8
规格(g/m^2)		300	400	500	400	500	200	400	400
抗拉强度 (kg/5cm)	*T*	48～65	59～76	63～81	70	85	42.6	66.3	45.5
	W	92～121	102～146	110～152	41	53	40.3	59.1	74.0
伸长率(%)	*T*	55～57	70～90	79～104	61	58	73.0	75.0	
	W	43～56	50～60	58～71.3	85	95	89.0	83.0	
撕裂强度(kg)	*T*	38～59	42～61	51～72	34	43	28.0	49.0	
	W	41～62	46～68	56～90	23	27	32.0	52.0	
顶破强度(kg)		115～138	140～162	149～176	21	28	71.8	107.3	
厚度(mm)		2.91	3.68	3.94	3.80	4.00	2.36	3.38	3.53
有效孔径 O_e(mm)		0.08～0.11	0.08～0.11	0.08～0.11	0.062	0.046	0.097	0.132	0.075
渗透系数 k_s(cm/s)		1.5×10^{-1}	2.54×10^{-1}	2.3×10^{-1}	2.32×10^{-1}	1.74×10^{-1}	2.5×10^{-2}	1.5×10^{-1}	2.9×10^{-2}

注：表中 1、2、3 为江苏扬中无纺针织厂产品；4、5 为辽化宏伟无纺布厂产品；6、7 为湖南维尼纶厂产品；8 为天津新立厂产品。

(3)土工织物滤层的铺设方法,应从坝脚向坝顶铺设,不要绷拉过紧,以免坝体有不均匀变形时拉坏土工织物。

(4)铺设中两块土工织物的搭接长度一般为 30～50cm;采用缝合时,缝合线至边距不小于 5cm。

(5)铺设完后,应立即在土工织物上铺设保护层,除了起压重作用外,主要用以避免阳光照射影响土工织物的寿命。保护材料可采用尾矿砂、砂砾石或块石,其厚度不应小于 50cm。

(6)土工织物的铺设速度应与每天的覆盖速度相适应。

(7)土工织物滤层和基岩的连接,宜采用在基岩上浇筑混凝土齿样,将土工织物埋入,或在基岩上挖 0.3～0.5m 深的齿槽塞入土工织物后浇混凝土砂浆等固定方式。

(8)土工织物应放于干燥和避阳光处。

4.4 土工织物滤层的物理模型试验

根据上述尾矿坝的特征,尾矿砂及所选土工织物(性能指标见表 4-1、表 4-2、表 4-4)进行了滤层物理模型试验。由于试验的目的旨在验证土工织物滤层的效果,试验设备结合该滤层的结构特征,砂样模拟实际冲填方法,并考虑沉积时间,分别采用 1.45 g/cm^3、1.50g/cm^3、1.53g/cm^3 三种密度。试验方法同一般渗透变形试验,试验装置如图 4-2 所示。具体试验内容有如下三种。

4.4.1 尾矿砂(在无土工织物滤层保护)渗透变形试验

成果如图 4-3 所示。可以看出,当尾矿砂的密度为 1.45 g/cm^3时,渗透系数为 1.97×10^{-3}cm/s,水力破坏坡降为 1.27;密度为 1.5g/cm^3 时,渗透系数为 1.50×10^{-4}cm/s,水力破坏坡降为 4.35;密度为 1.53g/cm^3 时,渗透系数为 5.4×10^{-5}cm/s,水力破坏坡降为 5.0。该资料说明了密度愈大,孔隙愈小,渗透系数减小,水力破坏坡降增高。

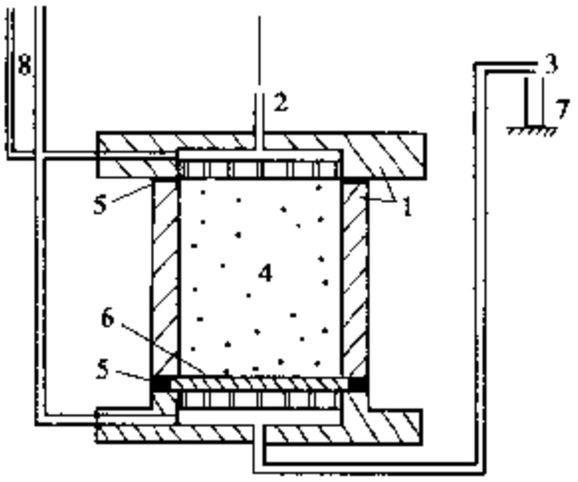


图 4-2　渗透变形试验装置示意图

1—渗透仪;2—进水口;3—出水口;4—尾矿砂(被保护土);
5—橡皮止水;6—土工织物滤层;7—测压管;8—量筒

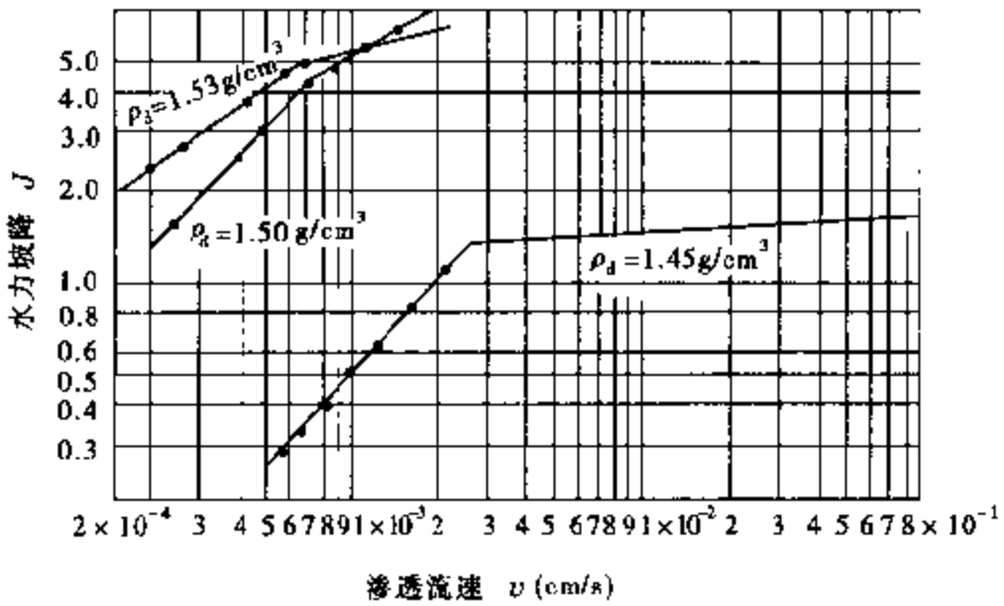


图 4-3　尾矿砂(无滤层保护)渗透变形试验 $J\sim v$ 关系曲线

4.4.2　有土工织物滤层保护情况下尾矿砂的渗透变形试验

具体成果如图 4-4 所示。由该成果看出,当尾矿砂密度为 1.50g/cm^3 时,渗透系数为 1.3×10^{-4} cm/s;密度为 1.53g/cm^3 时,渗透系数为 5.1×10^{-5}cm/s,而水力坡度高达 32,仍未出现渗透破坏。与上述无滤层保护情况下的渗透变形试验成果相比,抗渗强度增长甚高,足以反映出该滤层的作用与效果。

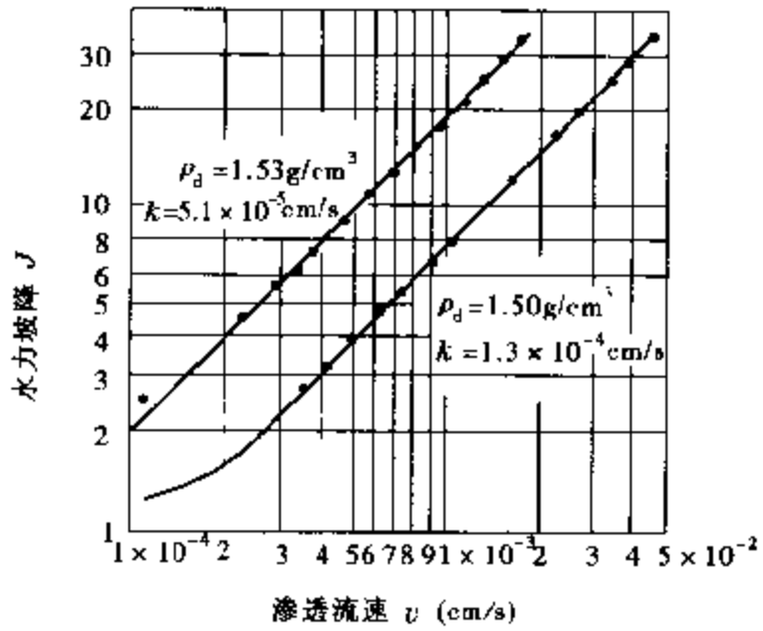


图 4-4 尾矿砂有土工织物滤层保护时渗透变形试验 $J \sim v$ 关系曲线

4.4.3 土工织物滤层的时间效应试验

该试验是在有土工织物滤层保护并采用水力坡降为 23 的固定水头下进行的长时间的渗透试验，然后根据实测资料绘制渗透系数与时间关系曲线，具体成果如图 4-5 所示。

由该资料看出，采用尾矿砂的干密度为 1.50g/cm^3、1.53 g/cm^3，水力坡降分别为 22.27、23.3 时的固定水头，并有土工织物滤层保护的联合作用下，进行长达 27d 的渗透试验测定结果，透水性能（渗透系数）与前述同等条件下的结果基本一致，其原因主要是决定于尾矿砂的基本特性，这里无须多述。现仅就渗透系数与时间关系（见图 4-5）看有如下特点：曲线的起始段，渗透系数随时间的变化波动较大，据分析这是由于在试验初期冲填的尾矿砂中有少许的残留空气及颗粒相互冲填、排列的不均匀性；到 14d 以后，渗透趋于稳定，几乎等于某一常数，直至时间达 27d，没有发现渗透系数有减少现象。由此表明，尾矿砂没有堵塞土工织物孔隙，此点亦由试验结束后对土工织物检查结果所证明，同时在高达 23 的水力坡降下，尾矿砂土体也未发生渗透破坏，说明了土工织物既

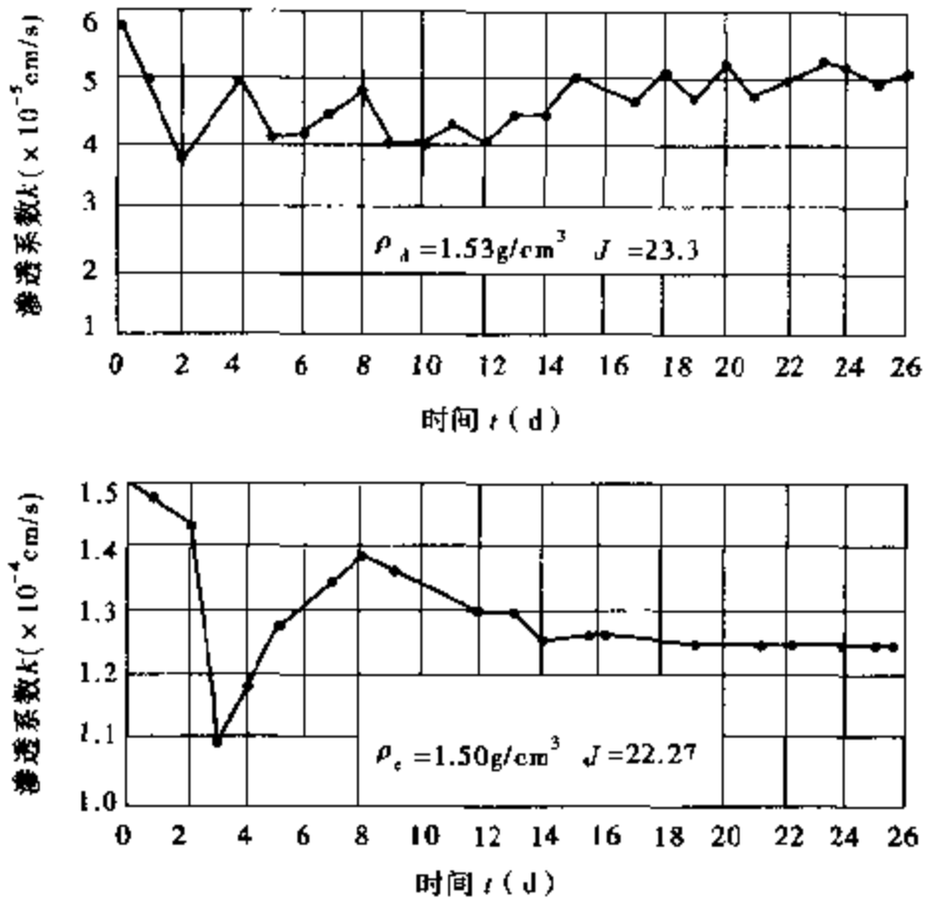


图 4-5　$k\sim t$ 关系曲线

能使渗透水流自由通过，又防止了尾矿砂的颗粒流失，起到滤层作用。

此外，该尾矿坝采用定向爆破堆筑并于 1987 年底建成投入运行，至今的运行实际观测结果，坝体排出的渗透水流是清澈的，也说明该滤层的设计是合理的、成功的。

总之，由物理模型试验和尾矿坝的实际运用观测结果说明，该土工织物滤层设计是合理的，工程运行情况是良好的，土工织物滤层在凤县银母寺铅锌矿尾矿坝上的应用是成功的。同时根据工程的经验，设计中土工织物的渗透宜大一些，故建议采用 $d_{15}\leqslant O_e\leqslant d_{90}$，$k_g\geqslant 100k_s$ 的滤层设计准则，对均匀的非黏性土(尾矿砂)是满足要求的，滤层的效果是良好的。

4.4.4 小结

(1)决定滤层特性的主要指标,是滤层材料的渗透系数及孔径大小,而被保护土的渗透系数和粒径大小又是决定滤层特性指标的主要依据。

(2)土工织物滤层的设计准则,各国的标准尽管不一致,仅是量级上的差异,归纳起来有:①$O_e \leqslant ad_{50}$ 且 $O_e \leqslant bd_{90}$;②$k_g > ck_s$;③$d_{15} \leqslant O_e \leqslant d_{85}$;④$k_g > 10^5 k_s T_g$

一般对黏性土,$a=10$,$b=1$;对 $C_u<5$ 的非黏性土,$a=2.5$,$b=1$;对 $C_u>5$ 的非黏性土,$a=10$,$b=1\sim2$,$c=5\sim100$ 且多数为 5～10。

(3)通过土工织物在陕西凤县铅锌矿尾矿坝上的应用实例和物理模型试验资料证明,有土工织物滤层保护时,尾矿砂抗渗强度大为提高,甚至水力坡降高达 32,尾矿砂也未发生渗透破坏,防止了尾矿砂的流失,滤层效果良好,亦未出现淤堵现象。至今的实际观测,土工织物滤层效果良好。

(4)由该工程的实践证明,土工织物的渗透系数大于被保护土 100 倍是可行的,故建议对均匀无黏性土的滤层设计采用 $d_{15} \leqslant O_e \leqslant d_{85}$ 和 $k_g \geqslant 100k_s$。

(5)用土工织物作滤层比传统的砂石滤层工程量小,施工方便,费用低。

4.5 压密变形对土工织物滤层功能的影响

无纺土工织物的特点是耐腐蚀、抗拉强度高、各向同性,透水性强、孔径小,具有滤层功能。目前在尾矿坝、灰坝、水坝及排水工程中用做滤层,取得了显著的经济效益和实践经验。但是,它的另一个特点是比较松软,受压后易发生压密变形,使透水性减小,从

而影响滤层的排水功能。为了确保工程安全运行，对此进行试验研究是完全必要的。

4.5.1 土工织物受压变形对渗透系数的影响

为了解无纺土工织物受压变形等特性，选择了几种不同规格的无纺土工织物，分别在不同压力下测定了压密变形、渗透系数等，结果见表 4-5 及图 4-6。

表 4-5 土工织物受压后变形和渗透系数试验结果

压力 P(kPa)	项目	土工织物种类和规格			
		180# g/m² 2.66mm	290# g/m² 3.52mm	435# g/m² 4.61mm	500# g/m² 4.06mm
0	变形率(%)	0	0	0	0
	渗透系数 k(cm/s)	1.37×10^{-1}	1.86×10^{-1}	7.4×10^{-2}	2.6×10^{-2}
2	变形率(%)	5.95	6.44	7.95	7.14
	渗透系数 k(cm/s)	6.25×10^{-2}	1.75×10^{-1}	5.0×10^{-2}	1.23×10^{-2}
20	变形率(%)	1.65	34.4	32.7	30.1
	渗透系数 k(cm/s)	1.08×10^{-2}	1.0×10^{-2}	3.6×10^{-3}	8.7×10^{-3}
200	变形率(%)	40.1	60.4	64.5	59.4
	渗透系数 k(cm/s)	3.1×10^{-3}	1.0×10^{-3}	5×10^{-4}	1.8×10^{-3}

(1)从表 4-5 中的四种土工织物看，当压力 $P=0$ 时，变形为零，渗透系数 $k=2.6\times10^{-2}\sim1.86\times10^{-1}$ cm/s；当 $P=20$kPa 时，变形率 $\Delta\delta=1.65\%\sim34.4\%$，$k=1.08\times10^{-2}\sim3.6\times10^{-3}$ cm/s；当 $P=200$kPa 时，平均值 $\Delta\delta=56.1\%$，平均值 $k=1.6\times10^{-3}$ cm/s，当 $P=200$kPa 时，变形率平均达 56.1%，比 $P=0$ 时渗透系数平均减小 98.5%。这表明土工织物承受压力后发生压密变形，影响到透水性减小，是几种土工织物共同的规律。

(2)表 4-5 中 435# 与 500# 两种土工织物相比，当 $P=0$ 时，$\Delta\delta=0$，，$k_{435\#}=7.4\times10^{-2}$ cm/s，$k_{500\#}=2.6\times10^{-2}$ cm/s；当 $P=20$kPa 时，$\Delta\delta=32.7\%$和 30.1%，$k_{435\#}=3.6\times10^{-3}$ cm/s 和 $k_{500\#}=7.8\times10^{-3}$ cm/s；当 $P=200$kPa 时，$\Delta\delta=64.5\%$和 59.4%，$k_{435\#}=$

1.0×10^{-3}cm/s 和 $k_{500^{\#}}=3.6\times10^{-3}$cm/s。即无压时，435# 的渗透系数大于 500#，当有压时，前者变形大于后者，渗透系数小于后者。其原因主要是前者的单位体积质量小，比较松，故在无压状态透水性大于后者，当有压力作用以后，前者变形大于后者，则渗透系数小于后者。由此反映出土工织物愈松，受压后变形愈大，渗透系数减小愈多。说明压力对变形及渗透系数的影响与土工织物的起始状态有着密切的关系。

(3)由图 4-6 三种土工织物的 $P\sim\Delta\delta$ 关系曲线看，总的规律是压力增大，变形率增大。但从微观看，曲线前段较陡，变形增长率较大，后段曲线较为平缓，变形增长率较小。其原因是土工织物的起始状态比较松软，受压变形，密实至一定程度之后，再增大压力而变形率已趋于稳定。

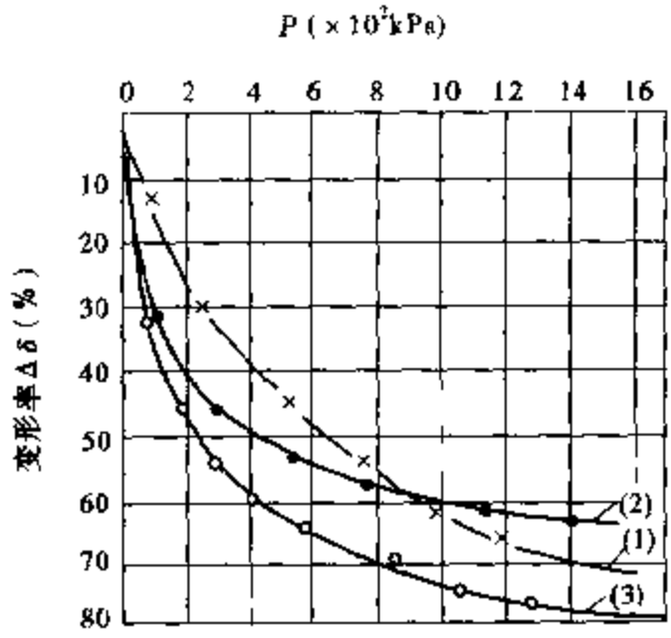


图 4-6　土工织物 $P\sim\Delta\delta$ 关系曲线

(4)由图 4-6 和图 4-7 的对应关系看，变形增大，渗透系数减小较多；变形趋于减小，渗透系数的减小量较少，故变形是决定渗透系数变化的主要因素，两者和压力的关系几乎一致。

总之，土工织物的起始状态较松软，受压后发生压密变形，影

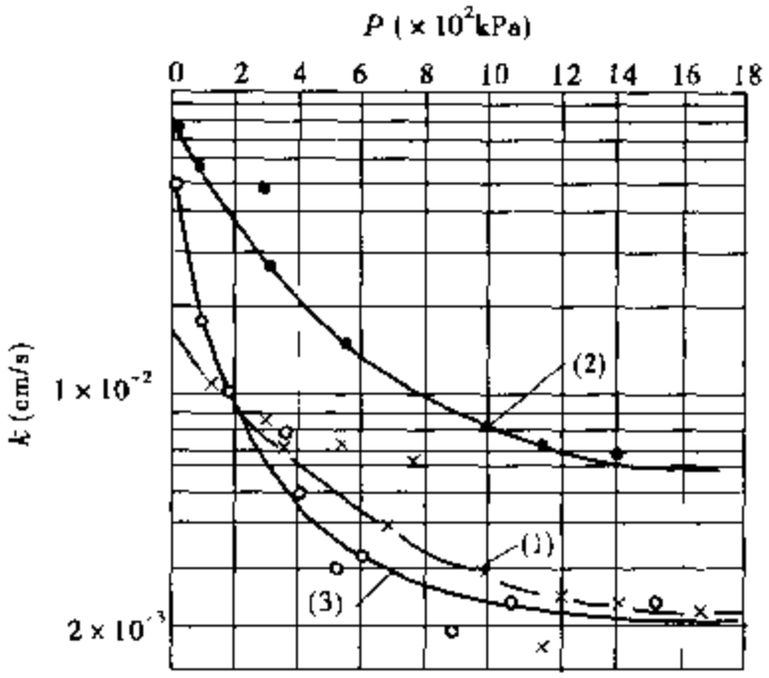


图 4-7　土工织物 $P\sim k$ 关系曲线

响渗透系数减小，必然会影响滤层的排水功能，这一点是土工织物滤层设计时不可忽视的特性。

4.5.2　被保护土受压变形对渗透系数的影响

保护与被保护是相互依存的整体。在研究土工织物滤层受压变形时同时应研究一下被保护土受压、变形特性。因为被保护土的种类繁多，现按一般工程特点，大体分为两类：一类如灰坝、尾矿坝等主要拦砂（尾矿砂或粉煤灰）排水工程；另一类如水坝保护防渗体颗粒不流失和排除渗透水流的工程。这里选用了粉煤灰和黏性土（壤土）作为典型材料，在不同压力下测定了变形、渗透系数等指标。

4.5.2.1　填筑密实的土体受压后变形和渗透系数的变化特性

（1）土料的基本性质见表 4-6。

（2）不同压力下土体的变形和渗透系数见表 4-7。由表 4-7 看出，试验土颗粒组成定名为粉质壤土，按塑性图定名为 CL 低液限黏土，它的填筑干密度为 1.7g/cm^3，是比较密实的土体，渗透系数为 $(5.25\sim7.72)\times10^{-6}\text{cm/s}$。平行层面的渗透系数大于垂直层面

的渗透系数，主要是土料分层填筑中有层面存在。

表 4-6　土料的基本性质

土号		1	2	3
颗粒比重		2.68	2.70	2.70
液限含水率(%)		26.7	26.7	26.7
塑限含水率(%)		18.3	16.3	16.7
塑性指数		8.4	9.4	10.0
颗粒组成(%)	70.05mm	22.0	25.0	25.0
	0.05~0.005mm	75.6	58.0	55.5
	<0.005mm	2.4	17.0	19.5
土体密度(g/cm^3)		1.70	1.70	1.70
土体含水率(%)		16.0	15.3	16.0

(3)当土体受压后发生压密变形，渗透系数减小。但在同样压力下，平行层面的渗透系数减小量较垂直层面渗透系数减小量大，说明层面存在的薄弱面变形大则渗透系数变化大。但当 $P=500kPa$ 时，两种渗透系数非常接近，说明在压力作用下，发生变形的结果层面趋于闭合，成为密实的土体，各向渗透系数趋于相似。

总体上看，当 $P=500kPa$ 时，$\Delta\delta=3.0\%\sim3.2\%$，平均 $\Delta\delta=3.1\%$，渗透系数为 $(2.16\sim3.56)\times10^{-6}cm/s$，平均 $k=2.88\times10^{-6}cm/s$，较 $P=0$ 时减小了 2.17 倍，说明该土体比较密实，变形甚少，渗透系数亦减小甚少，约在黏性土渗透试验误差范围之内。

4.5.2.2　粉煤灰体受压后的变形和渗透系数变化特性

粉煤灰的基本性质见表 4-8，粉煤灰冲填体在不同压力下的变形、渗透系数变化见图 4-8。

表 4-7　土体受压后变形和渗透系数变化资料

土号	压力 (kPa)	变形率(%)	渗透系数(cm/s)	
			垂直方向	水平方向
1	0	0	5.25×10^{-6}	2.85×10^{-5}
	50	0.1	4.23×10^{-6}	1.74×10^{-5}
	100	1.6	3.62×10^{-6}	1.16×10^{-5}
	200	2.1	3.20×10^{-6}	5.56×10^{-6}
	300	2.5	3.11×10^{-6}	4.25×10^{-6}
	400	2.8	2.98×10^{-6}	3.38×10^{-6}
	500	3.0	2.93×10^{-6}	2.99×10^{-6}
2	0	0	5.8×10^{-6}	2.85×10^{-5}
	50	1.2	3.08×10^{-6}	7.81×10^{-6}
	100	1.5	2.72×10^{-6}	5.25×10^{-6}
	200	2.1	2.69×10^{-6}	4.5×10^{-6}
	300	2.5	2.52×10^{-6}	3.57×10^{-6}
	400	2.9	2.31×10^{-6}	2.66×10^{-6}
	500	3.1	2.16×10^{-6}	2.32×10^{-6}
3	0	0	7.72×10^{-6}	2.85×10^{-5}
	50	1.0	4.57×10^{-6}	9.14×10^{-6}
	100	1.5	5.11×10^{-6}	7.67×10^{-6}
	200	2.1	4.26×10^{-6}	5.61×10^{-6}
	300	2.6	3.93×10^{-6}	4.52×10^{-6}
	400	3.0	3.64×10^{-6}	4.13×10^{-6}
	500	3.2	3.56×10^{-6}	3.78×10^{-6}

由表 4-8 资料看出，粉煤灰的颗粒组成相当于粉质壤土。但它的颗粒是非黏性的，不属黏性土类；它的颗粒为空心结构，涵蓄水分的能力较高，即在人工击实的情况，最大干密度为 1.0g/cm^3 左右，最优含水率较大，一般为 30% 左右。本次冲填结果其干密度为 0.91～0.95g/cm^3，含水率为 26%～29%，表现出干密度低、含水率高的特性。

表 4-8　粉煤灰基本性质

编号		1	2	3
颗粒组成(%)	>0.05mm	29.0	29.5	31.4
	0.05~0.005mm	59.5	57.8	57.4
	<0.005mm	11.5	12.7	11.2
不均匀系数		9.54	11.4	20.4
曲率系数		1.98	1.76	3.96
冲填后干密度(g/cm^3)		0.95	0.95	0.91
冲填后含水率(%)		26.0	26.0	29.0

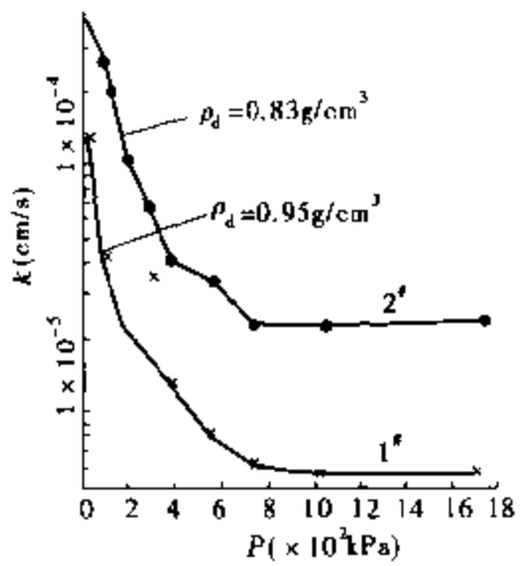


图 4-8　粉煤灰压力与渗透系数曲线

干密度小,一是由于它的颗粒为空心结构,本身质量轻;二是由于冲填后自行沉积结构较松散,所以受压后相对变形较大,渗透系数减小较多。图 4-8 同样反映出压力愈大、变形愈大、渗透系数减小愈多,当密实至一定程度之后,变形减小,渗透系数的变化也甚微的特性。

4.5.2.3　有滤层保护的被保护土受压后渗透系数变化特性

在前面分别叙述滤层和被保护土受压后的变形、渗透系数变化特性的基础上,根据保护与被保护的实际工况进行了渗透试验。

(1)有滤层保护的密实黏性土在不同压力下渗透系数变化特性见图 4-9。由图 4-9 资料看出,当土料(土样、密度、水力坡降)相同,滤层、压力不同情况下,渗透系数为:①滤层为 300# 土工织物,

当 $P-0$ 时，$k=2.3\times10^{-5}$cm/s，当 $P=400$kPa 时，$k=1.3\times10^{-5}$

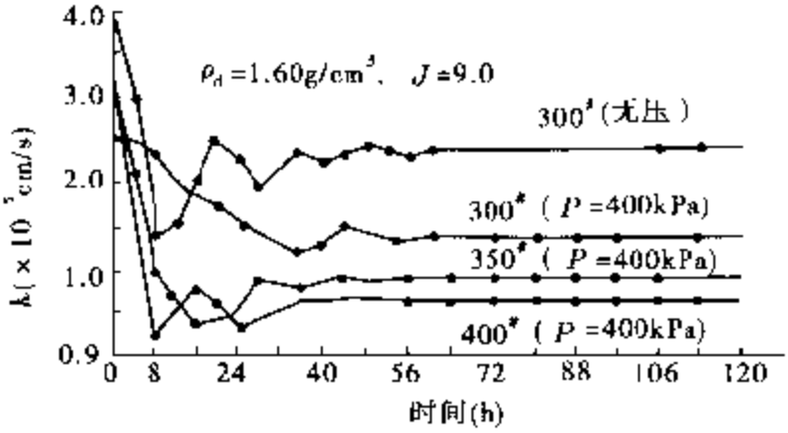


图 4-9 渗透系数与时间关系曲线

cm/s，比 $P=0$ 时小 43.5%；②滤层为 350# 土工织物，$P=400$kPa 时，$k=9.9\times10^{-6}$cm/s，比 300# 滤层 $P=0$ 时小 56.5%，比 300# 滤层 $P=400$kPa 时小 23.7%；③滤层为 400# 土工织物，$P=400$kPa 时，$k=9.65\times10^{-6}$cm/s，比 300# 滤层 $P=0$ 时小 58.0%，比 300# 滤层 $P=400$kPa 时小 25.4%。这些数字说明，尽管滤层不同，压力由 0 增至 400kPa，但渗透系数的变化范围为 43.5%～58.0%。该差值对黏性土来说，在一般渗透试验误差范围之内，可以忽略不计。但它反映了该黏性土体填筑比较密实，在 0～400kPa 的压力范围内变形甚小，则渗透系数变化小。当压力 $P=400$kPa 时，在三种不同土工织物滤层保护下的渗透系数差值为 23.7%～25.4%。看来不同土工织物，其差别甚微。说明土工织物的渗透系数比黏性土大得多，它对土体渗透性能没有影响。只要滤层未淤堵，被保护土在滤层保护的联合作用下，渗透流量仍决定于被保护土的透水性。

(2)有滤层保护冲填的粉煤灰在不同压力下渗透系数变化特性。滤层同为 300# 土工织物，1# 粉煤灰 $P=0$ 时，$k=1.2\times10^{-4}$cm/s，$P=400$kPa 时 $k=2\times10^{-5}$cm/s，比前小 83.3%；2# 粉煤灰 $P=0$时 $k=3\times10^{-4}$cm/s，$P=400$kPa 时 $k=4.1\times10^{-5}$cm/s，比

前小 86.3%。该数字比前述黏性土渗透系数同在 400kPa 下减小的百分数大，说明粉煤灰冲填体密度小，受压后变形大，渗透系数减小较多。又与前面粉煤灰没有滤层保护时资料比，两者的渗透系数比较接近，说明滤层透水性大对被保护土的渗透系数没有影响。它的主要影响是提高抗渗破坏强度，故联合体的透水性仍决定被保护土。

4.5.3 滤层和被保护土受压后对层间关系的影响

由前述知，滤层和被保护土受上部压力作用后，皆发生压密变形，渗透系数减小。但由于压力大小、各自材料性质、起始状态不同，其渗透系数的变化量不同，必然对层间关系的影响不同。为了说明此点，特在表 4-9 中列举部分计算资料。

由表 4-9 资料看出，有如下的特点和变化规律：

(1)土工织物滤层和被保护土受压后皆发生压密变形，渗透系数减小。

(2)相比较而言，冲填的粉煤灰较疏松，人工填筑压实后的黏性土较为密实，在同样压力下，前者变形较大，渗透系数减小较多，后者变形小，渗透系数减小较少。

(3)作为滤层的土工织物，起始状态较为疏松，变形也大，则渗透系数亦减小较多。

(4)由于滤层和被保护土各自的性质不同，受压后渗透系数的变化量不同，所以对层间关系的影响不同，层间关系的系数呈减小型。其原因主要是在同样压力下，土工织物滤层渗透系数比被保护土渗透系数减小的倍数大，显示土工织物滤层比被保护土起始状态松、变形大的特点。

(5)表 4-9 中编号为 E、F 的 6 组成果中，在压力作用下，滤层和被保护土层间关系的系数略有增大，主要是被保护土比滤层起始状态松，在同样压力下，变形和渗透系数减小的百分数比滤层大的缘故。

表 4-9　不同土工织物滤层和被保护土受压后渗透系数的层间关系

序号	压力 (kPa)	土工织物滤层		被保护土		层间关系	和压力为0时相差倍数
		型号	渗透系数 k_g (cm/s)	名称	渗透系数 k_s (cm/s)		
A	0	180	1.37×10^{-1}	粉煤灰	2.6×10^{-4}	$k_g=526.9k_s$	0
	200	180	3.1×10^{-3}		5.6×10^{-5}	$k_g=55.4k_s$	−9.5
B	0	290	1.86×10^{-1}	粉煤灰	2.6×10^{-4}	$k_g=715.4k_s$	0
	200	290	1.0×10^{-3}		5.6×10^{-4}	$k_g=17.9k_s$	−40
C	0	435	7.4×10^{-2}	粉煤灰	2.6×10^{-4}	$k_g=284.6k_s$	0
	200	435	5×10^{-4}		5.6×10^{-5}	$k_g=8.9k_s$	−32
D	0	500	2.6×10^{-2}	粉煤灰	2.6×10^{-4}	$k_g=100k_s$	0
	200	500	1.8×10^{-3}		5.6×10^{-5}	$k_g=32k_s$	−3.1
E	0	300	1.7×10^{-2}	粉煤灰	2.6×10^{-4}	$k_g=65.4k_s$	0
	200	300	8.8×10^{-3}		5.6×10^{-5}	$k_g=157k_s$	+2.4
	400	300	5.7×10^{-3}		2.75×10^{-5}	$k_g=207k_s$	+3.2
F	0	350	7.8×10^{-2}	粉煤灰	2.6×10^{-4}	$k_g=300k_s$	0
	200	350	3.7×10^{-2}		5.6×10^{-5}	$k_g=661k_s$	+2.2
	400	350	2.2×10^{-2}		2.75×10^{-5}	$k_g=800k_s$	+2.7
G	0	400	5.4×10^{-2}	粉煤灰	2.6×10^{-4}	$k_g=207k_s$	0
	200	400	9.0×10^{-3}		5.6×10^{-5}	$k_g=161k_s$	−1.3
	400	400	4.5×10^{-3}		2.75×10^{-5}	$k_g=163k_s$	−1.3
H	0	180	1.37×10^{-1}	黏性土	4.9×10^{-6}	$k_g=27\,959k_s$	0
	200	180	3.1×10^{-3}		3.38×10^{-6}	$k_g=917k_s$	−30
I	0	290	1.86×10^{-1}	黏性土	4.9×10^{-6}	$k_g=37\,959k_s$	0
	200	290	1.0×10^{-3}		3.38×10^{-6}	$k_g=295.9k_s$	−128
J	0	435	7.4×10^{-2}	黏性土	4.9×10^{-6}	$k_g=15\,102k_s$	0
	200	435	5×10^{-4}		3.38×10^{-6}	$k_g=148k_s$	−102
K	0	500	2.6×10^{-2}	黏性土	4.9×10^{-6}	$k_g=5\,306k_s$	0
	200	500	1.8×10^{-3}		3.38×10^{-6}	$k_g=532k_s$	−10
L	0	300	1.7×10^{-2}	黏性土	4.9×10^{-6}	$k_g=3\,469k_s$	0
	200	300	8.8×10^{-3}		3.38×10^{-6}	$k_g=2\,603k_s$	−1.3
	400	300	5.7×10^{-2}		2.98×10^{-6}	$k_g=1\,943k_s$	−1.8
M	0	350	7.8×10^{-2}	黏性土	4.9×10^{-6}	$k_g=15\,918k_s$	0
	200	350	3.7×10^{-2}		3.38×10^{-6}	$k_g=10\,947k_s$	−1.5
	400	350	2.2×10^{-2}		2.98×10^{-6}	$k_g=7\,382k_s$	−2.2
N	0	400	5.4×10^{-2}	黏性土	4.9×10^{-6}	$k_g=15\,020k_s$	0
	200	400	9.0×10^{-3}		3.38×10^{-6}	$k_g=2\,663k_s$	−5.6
	400	400	4.5×10^{-3}		2.98×10^{-6}	$k_g=1\,510k_s$	−9.95

(6)由表 4-9 资料总的趋势看,其中层间关系的系数增大时,对滤层的排水功能是有利的,此点不需疑虑。现对层间关系的系数减小时影响到滤层排水功能减弱,究竟影响程度如何,在此讨论一下:

从表 4-9 中 A、B、C、D、G 资料看,当压力增大后,土工织物滤层和粉煤灰被保护土的层间关系为减小型,减小范围比较大。但从层间关系的系数看,当 $P=200\text{kPa}$ 时,在 161～8.9 之间,平均值为 55,其中最小值为 8.9。说明此时滤层的渗透系数仍比被保护土渗透系数大 8.9 倍,也能够排除由被保护土透过来的渗透水流,则滤层排水功能仍是有效的且绝大多数层间关系系数在 10～100之间,由此可见,当被保护土为粉煤灰时,采用无纺土工织物作滤层是可行的,由于尾矿砂和粉煤灰的渗透系数、冲填方式一般相似,故在灰坝、尾矿坝采用无纺土工织物作为滤层是可行的。

由表 4-9 中 H、I、J、K、L、M、N 以土工织物为滤层和以黏性土为被保护土的资料中,压力 $P=200\text{kPa}$ 比 $P=0$ 时的层间系数减小 23.1%～99.2%,平均减小 97.8%,其范围也是相当大的,反映出压力的影响。但从 $P=200\text{kPa}$ 时层间关系值看,在 148～10 947 之间,其中最小值为 148,对渗透系数小的黏性土来说,土工织物的渗透系数要大得多,仍然保持良好的透水性能,满足滤层的排水功能,故土工织物滤层在该类工程中的应用具有良好的条件。

(7)由于压力的作用,一则土工织物滤层发生压密变形,孔径减小,阻止被保护土颗粒穿越而流失的能力提高;二则是被保护土发生压密变形,结构紧密抵抗流失能力提高,故在有压力情况下,发生压密变形的结果对滤层防止被保护土颗粒流失功能更趋于安全。

综上所述,因滤层通常是埋在土工建筑物之中,上部有覆盖压力的作用,受压后滤层和被保护土皆发生压密变形,渗透系数减小,但因两种材料各自的性质、起始密度不同,对层间关系的影响

甚为复杂，有的层间系数在增大，有的在减小，难以用某一数而定论。为此，笔者建议，需结合工程实际工作状态和具体压力的大小，对滤层和被保护土进行试验，再进行滤层选型和设计，以达到反映实际、确保滤层功能和工程安全运行的目的。

4.5.4 小结

(1)滤层和被保护土是相互依存的。通常滤层是处在土工建筑物之中，上有一定的土压力的作用。

(2)土工织物滤层材料一般比较松软，当承受 $P=200\text{kPa}$ 的压力时，变形率为 40%～60%，透水性能减小，但是在同样压力下，被保护土也发生压密变形，渗透系数减小。

(3)当滤层渗透系数减小的百分数大于被保护土渗透系数减小的百分数时，层间关系的系数在减小，排水功能减弱；当滤层渗透系数减小的百分数小于被保护土渗透系数减小的百分数时，层间关系的系数在增大，排水功能增强；当两者渗透系数减小的百分数相当时，层间关系的系数和排水功能不变。

(4)当滤层受压后，发生压密变形，孔径减小，对防止被保护土颗粒流失的滤层功能是有利的，更趋于安全。

(5)鉴于滤层、被保护土的性质、起始状态和承受压力的大小不同，发生变形的大小、渗透系数变化量不同，对滤层功能的影响不同，故建议结合工程特点、实际材料、作用压力进行试验，测定反映实际的参数，反映实际工程工况，达到确保滤层功能和工程安全运行的目的。

参 考 文 献

[1] 刘宗耀. 近代土工合成材料的发展. 岩土工程学报，1988，10(2)

[2] 郭庆国，柳爱林，杨爱菊. 土工织物滤层特性及应用. 陕西水利，1990(2)

[3] 王泽生，郭庆国. 无纺土工织物滤层特性及应用. 见：水利水电科学研究

(西北勘测设计研究院论文集之三). 西安:西安交通大学出版社,1992
[4] 郭庆国,王泽生,张正学. 关于无纺土工织物滤层受压变形、淤堵对滤层特性影响的试验研究. 见:全国第三届土工合成材料学术会议论文集. 天津:天津大学出版社,1992
[5] 郭庆国. 压密变形对滤层功能的影响. 西北水资源与水工程,1994(2)

第五章　土石坝的压实标准及应用

5.1　概况

水利水电工程中的土石坝主要是挡水蓄库，消除水患，提供工业与生活用水、灌溉、发电，达到除患兴利的目的。坝体结构按“就地就近取材”、“上堵下排”、“拦水与排水矛盾统一”的原则合理分区，因材设计。概括起来讲，坝体主要分为两大部分：一是用透水性弱的细粒土（或含有一定量的细粒土的土石混料）填筑成防渗体（土质心墙或斜墙），承担拦水防渗的作用；二是用强度高、透水性强的粗颗粒土（粗粒土、巨粒土）填筑成的坝壳棱体，起到支撑防渗体、排走由防渗体透过来的渗透水流及坝体抗滑稳定作用。由于两部分密切合作，使得水流能驯服地各行其道，安全工作。之所以这样，其中重要一条，就是坝体自身的质量，质量的好坏关键在于能否正确地使用填筑压实标准。为此，这里对填筑压实标准的定义、条件、各指标间的相互关系，以及运用填筑压实标准时容易出现的问题简略叙述如下，目的旨在正确执行填筑压实标准，以保证土石坝的安全运行。

5.2　土石坝工程的压实标准及有关指标

5.2.1　工程标准

土石坝工程的填筑压实标准，在早些时候，常用某一干密度作为土石坝填筑压实的设计和施工质控标准，只要满足设计干密度，

坝体填筑压实即满足设计要求，是合格的、安全的。随着土石坝工程建设和土力学的发展，人们认识到当填筑的土石料比较均匀时，工程性质基本相同，上述用干密度压实标准是可行的。但是自然界的土石料由于沉积、风化条件不同，颗粒组成、工程性质差异较大，这种不均匀的土石料在同一压实条件下，压实后的干密度值差别较大，此时若仍采用某一干密度值作为设计和施工质控标准，必然出现在同一压实条件下，对易于压实的土石料，易达到要求的干密度值，而压实结果是偏疏松的，而对不易压实的土石料，不易达到要求的干密度值，而压实结果是偏紧密的。压实后土石料的紧密程度不相同，容易出现不均匀变形，甚至出现裂缝，危及坝体安全。鉴于这种情况，在坝体设计中对不均匀土石料，不用某一干密度值作为设计和施工质控标准，而采用对黏性的细粒土用压实度 D、对无黏性的粗粒土用相对压实度 Dr（以往称相对密度）作填筑压实标准。关系式如下所示

$$D = \rho_d / \rho_{d\,max} \tag{5-1}$$

$$Dr = \frac{e_{max} - e_0}{e_{max} - e_{min}} \tag{5-2}$$

或

$$Dr = \frac{\rho_{d\,max}(\rho_d - \rho_{d\,min})}{\rho_d(\rho_{d\,max} - \rho_{d\,min})} \tag{5-3}$$

式中 D——压实度，以小数计；

Dr——相对压实度，以小数计；

$\rho_{d\,max}$——最大干密度，g/cm^3；

$\rho_{d\,min}$——最小干密度，g/cm^3；

ρ_d——压实后土石料干密度，g/cm^3；

e_0——压实后土石料孔隙比，以小数计；

e_{max}——最大孔隙比，以小数计；

e_{min}——最小孔隙比，以小数计。

由式(5-1)看出，压实度是土体压实后干密度与标准击实试验

测得的最大干密度的比值，反映压实干密度与最大干密度的相对紧密度关系值；式(5-2)、式(5-3)的相对压实度，反映压实后土体孔隙比(或干密度)与标准压实试验条件下最小、最大孔隙比(或最大、最小干密度)的相对关系，是体现相对紧密度的关系值。故采用压实度或相对压实度的好处是，只要满足这一标准，对不均匀土石料压实后的紧密程度是相同的。

不论是压实度还是相对压实度标准值，皆是决定于土石坝工程的规模、重要性和工程等级。如《碾压土石坝设计规范》SL—274—2001 中所述，细粒土(黏性土)的压实度值，对 1 级和 2 级坝和高坝应为 0.98～1.0，当地震烈度为 8～9 度时，应取上限，最大干密度和最优含水率应按照 SL—237—1999 土工试验规程确定。砂砾石和砂的填筑标准应以相对压实度为设计控制指标，其中砂砾石的相对压实度不应低于 0.75，砂的相对压实度不应低于 0.70，反滤料宜为 0.70。同样，美国垦务局土石坝的填筑压实标准也是对黏性土用压实度，对无黏性粗粒土用相对压实度，如表 5-1 所示。

综上所述，土石坝的填筑压实标准，压实度或相对压实度皆取决于土石坝的工程规模、等级。对某一土石坝工程而言，为某一常数值，体现工程标准，也是确定设计指标标准和施工质控标准的基础。

5.2.2 压实标准与有关指标

由式(5-1)看出，D 为常数值，由规范决定，它涉及两个密度指标，即 ρ_d 为土石料压实后由现场测得的干密度指标，反映土石料的压实效果，$\rho_{d\max}$ 为该土石料由标准击实试验(如 $ASTM_{D698}$，击实功能为 $594kJ/m^3$)测得的最优含水率时的干密度值，称为最大干密度值，反映土石料的压实特性。对不均匀土石料而言，ρ_d 和 $\rho_{d\max}$ 皆为随土性不同的变数值，但对于某一测点而言，ρ_d 和 $\rho_{d\max}$ 是反映一种土石料在两种压实方法条件下的密度值。值得说明的是，在式(5-1)中，ρ_d 和 $\rho_{d\max}$ 若不是同一种土石料的两个密度指标，

表 5-1　美国垦务局土石坝填筑标准(1974 年)

土类	坝高(m)	$d<4.75$mm 细料的 D 或 Dr			$d>4.75$mm 颗粒含量(%)
		下限	平均值	$\omega_{op}-\omega_f$(%)	
黏性土(细粒土)压实度 D①	<15m	0.95	0.98	-2～+2	0～25
		0.925	0.95	2～+2	26～50
		0.90	0.93	2～+2	>50
	>15m	0.98	1.00	0～2	0～25
		0.95	0.98	0～2	25～50
		0.93	0.95	0～2	>50
无黏性土(粗粒土)相对压实度 Dr②	<15m	0.75	0.90	很湿	细砂 0～25
		0.70	0.85	很湿	中砂 0～25
		0.65	0.80	很湿	粗砂和砾 0～100
	>15m	0.75	0.90	很湿	细砂 0～25
		0.70	0.85	很湿	中砂 0～25
		0.65	0.80	很湿	粗砂和砾 0～100

注：1. 最大干密度、最优含水率用标准普氏击实试验，击实功能 594kJ/m³ 如 $ASTM_{D698}$。

2. 最大、最小干密度试验，如 $ASTM_{D4253-93}$。

3. ω_{op}为最优含水率，ω_f 为填筑时的含水率。

则无可比性；同样式(5-3)中相对压实度 Dr 为常数值，反映工程标准，ρ_d 为压实后干密度指标，反映压实效果，$\rho_{d\max}$ 和 $\rho_{d\min}$ 分别由标准压实试验(如 $ASTM_{D4253}$)测得的最大干密度、最小干密度指标，反映土石料的压实特性，对不均匀土石料时变数值，对某一测点而言，ρ_d 和 $\rho_{d\max}$、$\rho_{d\min}$ 应是同一土石料不同压实条件下的三个密度指标值，否则没有可比性。

5.2.3　填筑压实标准的使用条件

采用压实度标准或相对压实度标准的好处是，在同一压实条

件下，不均匀土石料压实后紧密程度是相同的，是一种良好的压实标准。但在应用这一标准时，应遵循如下条件：

(1)D 和 Dr 皆决定土石坝工程规模等级，对某一土石坝工程为常数值，按规范确定。

(2)式(5-1)中的 ρ_d 和 $\rho_{d\max}$ 或式(5-3)中的 ρ_d、$\rho_{d\max}$ 和 $\rho_{d\min}$ 决定填筑料的性质，对不均匀土石料均是不同的变数值，对同一测点为同一土石料分别为不同压实条件的密度指标值。

(3)压实标准中最大干密度值不是绝对最大值，而是在标准试验条件下的最大值，应按标准试验方法测得。

(4)压实度与相对压实度的适用范围，一般压实度多用于黏性(细粒)土，相对压实度多用于无黏性粗粒土。近来有些国家对无黏性粗粒土也采用压实度(因 $\rho_{d\min}$ 用松填法，非机械性控制，测值往往因人而异，指标不稳定)。若同用压实度标准时，最大干密度的测定方法不同，即黏性土用击实法如 $ASTM_{D698}$，无黏性粗粒土用振动法，如 $ASTM_{D4253}$。

5.3 关于 Dr 的名称

从式(5-2)看，Dr 是$(e_{max}-e_0)$与$(e_{max}-e_{min})$之比，是无量纲比值；从式(5-3)看，Dr 是 $\rho_{d\max}(\rho_d-\rho_{d\min})$ 与 $\rho_d(\rho_{d\max}-\rho_{d\min})$ 之比，是两个密度量纲(g/cm^3)积的比值，成为一个无量纲值。而密度本身是单位体积的质量，是有量纲的，如 g/cm^3、t/m^3 等。一个公式合理与否，它的数值计算应是严密的，物理量应是清楚的、合理的，故 Dr 关系式从量纲方面讲，原来称为相对密度是不确切的。从式(5-2)看，它是反映土体压实后孔隙比与极限孔隙比(最大、最小孔隙比)的相对关系，反映土体压实紧密度的指标值，从它本身的定义方面讲，将 Dr 称为相对压实度比称为相对密度妥当

些。再将式(5-3)与式(5-1)相比,前者反映干密度与最大、最小干密度间的相对关系,后者反映干密度与最大干密度的相对关系,两者既有相似之处,又有区别之分,即将 D 称为压实度,这里将 Dr 称为相对压实度更合理些。

将 Dr 称为相对压实度,一是排除原相对密度含量纲的概念,使 Dr 值的物理量清楚,名称、定义、公式一致;二是反映干密度与极限干密度相对关系的压实紧密度指标;三是与压实度 D 的含义基本一致,既有相似之处又有区别之分的无量纲的比值指标。

5.4 相对压实度与压实度的关系

相对压实度的定义如式(5-4)所示,将式(5-3)移项得到下式

$$Dr = \frac{(\rho_d - \rho_{d\min})/(\rho_{d\max} - \rho_{d\min})}{\rho_d/\rho_{d\max}} \tag{5-4}$$

令相对压实系数为

$$R = \frac{\rho_d - \rho_{d\min}}{\rho_{d\max} - \rho_{d\min}} \tag{5-5}$$

将式(5-1)、式(5-5)代入式(5-4)得

$$Dr = R/D \tag{5-6}$$

式(5-6)表明,相对压实度与压实度的关系为:相对压实度为相对压实系数与压实度的比值,或是压实度为相对压实系数与相对压实度的比值,或是相对压实度与压实度之积等于相对压实系数。

5.5 施工质控标准

土石坝的施工包括土石料的开采、运输、填筑铺平、碾压、质检等工序,其中填筑压实是决定工程质量的一项关键工序,因此就要有一个施工质控标准。该标准是由工程标准而来的,即

$$\frac{\rho_d}{\rho_{d\max}} \geqslant D \tag{5-7}$$

或

$$\rho_d \geqslant D\rho_{d\max} \tag{5-8}$$

$$\frac{\rho_{d\max}(\rho_d - \rho_{d\min})}{\rho_d(\rho_{d\max} - \rho_{d\min})} \geqslant Dr \tag{5-9}$$

或

$$\rho_d \geqslant \frac{\rho_{d\max}\rho_{d\min}}{\rho_{d\max} - Dr(\rho_{d\max} - \rho_{d\min})} \tag{5-10}$$

用压实度作为工程压实标准时，压实后的干密度值满足式(5-7)或式(5-8)，则压实质量满足要求；用相对压实度作为工程填筑压实标准时，压实后的干密度满足式(5-9)或式(5-10)，则满足要求，故式(5-7)、式(5-9)或式(5-8)、式(5-10)即为填筑压实的质控标准。

5.6 设计计算干密度(或干容重)指标的确定标准

在叙述了土石坝工程设计标准(压实标准)、施工质控标准之后，下面简述一下设计计算干密度指标的确定标准。

土石坝设计规范明确指出："对不含砾或含少量砾的黏性土料，以干密度为设计指标，按标准击实试验测得的最大干密度乘以压实系数(压实度)确定"，如式(5-11)所示

$$\rho_{d0} = D\rho_{d\max} \tag{5-11}$$

由式(5-11)看出，D 为压实度，是根据工程等级、重要性、规范确定的一个常数值。$\rho_{d\max}$ 是由标准击实试验测得的最优含水率时的干密度，亦称最大干密度，是一个反映土料压实特性的指标值，当土性均匀时，趋于一个常数值。这时反映土料压实效果的干密度值 ρ_d 亦趋于常数值，即可用 $\rho_{d0} = \rho_d$ 作为分析计算和施工质控的干密度指标。但是自然界的土料由于成因、颗粒组成等不同，其性质是不均匀的，必然是有几组击实试验，则有几个 $\rho_{d\max}$ 值，按

式(5-11)相应则有几个 ρ_d 值,在坝体设计分析中,不可能对众多的 ρ_d 值一一进行计算分析,故有一个计算干密度 ρ_{d0} 指标的确定问题。

5.6.1 目前采用的确定设计计算指标的方法

土石坝等土建工程的设计及施工质控指标,皆是以填筑土料的勘察、试验资料为基础,并考虑到试验误差、土料的均匀性、施工条件等因素,从偏于安全计,一般按试验资料数量不同,确定出不同的量值。如当试验资料较多时,采取平均值.当试验资料较少时,采取比平均值略高或略低的大值平均值或小值平均值。有一些特殊情况,当试验组数特少时,采用最大值或最小值。采用小值平均值或大值平均值,主要视工程分析项目而定,如坝体稳定分析的密度、抗剪强度等指标,宜采用小值平均值;计算坝体沉陷变形的压缩变形指标(单位沉降变形量、压缩系数等)宜采用大值平均值;就渗透系数来说,进行防渗体的渗透流量计算时,宜采用大值平均值;进行渗透稳定分析、排水体的渗透流量计算时,宜采用小值平均值。

经实践,上述方法有它的优点,已在应用,不需论述。但也有它的不足之处,如采用平均值,必将意味着有一半的数大于或小于平均值,保证率约为 50%;采用大值平均值或小值平均值,同样意味着约有 25%的值低于或大于设计值,合格率约 75%。但在施工规范中要求合格率较高,如文献[5]中对防渗土料干密度或压实度的合格率要求不小于 90%,不合格干密度或压实度要求不得低于设计干密度或压实度的 98%。另外,文献[6]中要求压实标准的 D 或 Dr 的合格率大于等于 90%为合格工程,大于等于 95%为优良工程。又因设计干密度指标按式(5-11)$\rho_{d0}=D\rho_{d\max}$,压实质控标准也是按式(5-7)$\rho_d/\rho_{d\max}\geqslant D$,标准击实试验方法和压实度皆是相同的。若采用试样平均值作设计计算干密度,保证率约为 50%,坝体施工压实要求合格率又为 90%,显然设计指标的保证

率与施工质控中的合格率不相匹配，是不协调的，甚至是不合理的。为了使确定设计计算干密度指标的方法和确定质控标准要求压实合格率相匹配，笔者提出了用保证率法确定计算干密度指标，详见文献[7]。

5.6.2 保证率法的计算方法

保证率法，主要是将填筑土料全部试验资料的某一特性指标（由于土料的不均匀性，即使为同一土料、同一种测试方法，因土性不同测试的某同一特性指标值的大小也不同），按数值的大小不同，从大到小排列，并从1开始对每组冠以自然数的序号，即每一序号代表着大于等于该行相应数值的组数，最后一个序号代表着试验总组数。总组数除以某序号数，即为大于等于该行指标值所占的百分率，如式(5-12)所示，该百分率体现了达到和超过该行指标值的保证百分率，故此百分率又称保证率。某保证率对应的指标值，即是有某保证率的指标值。这种用保证率确定指标值的方法称为保证率法。

$$P = \frac{n_i}{n} \times 100\% \tag{5-12}$$

式中 n_i——大于等于某值的组数；

n——总组数；

P——保证率(%)。

5.6.3 应用举例

为说明该方法的特点和使用，特结合某一土石坝工程，对心墙土料设计计算及质控下限干密度指标确定如下。

某一土石坝工程，大坝为黏土心墙砂砾石坝，按工程规模、重要性、施工条件等，对心墙土料的压实标准，采用压实度为0.99，土料性质如表5-2所示。依据表5-2中标准击实试验14组资料，按 ρ_{dmax} 值的大小顺序由大到小排列，并按式(5-12)计算出保证率，如表5-3所示。

表 5-2　土料基本性质试验结果

组号	颗粒组成(%)			W_L (%)	W_P (%)	I_P (%)	$\rho_{d\,max}$ (g/cm³)	ω_{op} (%)
	>0.05 mm	0.05~0.005mm	<0.005 mm					
1	8.20	46.40	45.20	42.80	20.30	22.50	1.64	20.50
2	10.07	49.10	39.40	40.20	19.00	21.20	1.67	19.90
3	7.20	48.80	44.00	47.10	21.10	27.00	1.63	21.50
4	7.20	41.80	51.00	44.00	20.30	23.70	1.63	20.50
5	14.50	47.00	38.50	45.00	21.00	24.00	1.62	20.50
6	8.00	31.40	40.60	44.00	22.20	21.80	1.65	20.50
7	21.30	38.90	39.80	39.50	20.00	19.50	1.68	20.40
8	8.80	49.20	42.00	44.00	21.20	22.80	1.65	21.30
9	11.50	48.00	40.50	44.00	20.80	23.20	1.67	20.20
10	7.00	39.60	53.40	43.80	22.00	21.80	1.60	22.50
11	9.50	47.10	43.40	43.50	22.00	21.50	1.68	21.00
12	7.20	37.20	55.60	48.50	23.50	25.40	1.58	23.10
13	20.00	32.00	48.00	43.00	20.50	22.50	1.66	20.00
14	10.00	49.00	47.00	41.90	23.00	18.90	1.62	22.00
平均值	10.75	42.84	44.89	43.66	21.21	22.56	1.64	20.98

表 5-3　某工程心墙土料最大干密度、保证率

累计序号	$\rho_{d\,max}$(g/cm³)	P(%)
1	1.68	7.04
2	1.68	14.28
3	1.67	21.43
4	1.67	28.57
5	1.66	35.71
6	1.65	42.86
7	1.65	50.00
8	1.64	57.14
9	1.63	64.28
10	1.63	71.43
11	1.62	78.57
12	1.62	85.71
13	1.60	92.86
14	1.58	100.00
平均值	1.64	

由表5-3资料看出，该土料标准击实试验测定最大干密度值，最大值为1.68g/cm^3，最小值为1.58g/cm^3，平均值为1.64g/cm^3，反映出土料的不均匀性。若采用$\rho_{d\max}=1.68$g/cm^{3}确定干密度指标，保证率为14.28%；若采用平均值1.64g/cm^3，保证率为57.14%；若采用1.62g/cm^3，保证率达85.71%，明显比采用平均值要安全可靠。

当采用保证率$P=85\%$时，$\rho_{d\max}=1.62$g/cm^3，若工程设计压实标准$D=1.00$，则$\rho_{d0}=1.62$g/cm^3；若工程设计压实标准$D=0.99$，则设计干密度指标为1.60g/cm^3，如式(5-13)所示

$$\rho_{d0}=D\rho_{d\max}^{P}=1.60\text{g/cm}^3 \tag{5-13}$$

确定的下限干密度$\rho_{d0}=1.60$g/cm^{3}是否偏低呢？是否满足工程要求？这里从力学性质试验资料检验如下：

坝体心墙在坝体中的主要功能是担负防渗拦水，首先是有较小的渗透系数，有一定的抗剪强度等。该土料的大量试验资料表明，试样干密度为1.505～1.805g/cm^3，平均值为1.60g/cm^3；含水率为16.6%～29.66%，平均值为20.8%；测得总抗剪强度指标平均值$C=17\sim35$kPa，$\phi=14.50°$，有效抗剪强度指标$C'=11\sim25$kPa，$\varphi'=21°\sim36.5°$，平均值为22.4°；渗透系数$k=1.80\times10^{-8}\sim8.45\times10^{-7}$cm/s，平均值为$1.30\times10^{-7}$cm/s；压缩系数在0.1～0.58MPa^{-1}之间，平均值为0.42MPa^{-1}。这些相对$\rho_{d0}=1.60$g/cm^{3}条件下的力学性质指标，足以说明渗透系数小，抗剪强度良好，中等压缩性，皆满足防渗拦水心墙要求。

从施工角度看，采用$\rho_{d0}=1.60$g/cm^{3}是否偏高，施工中能否压实到此标准值，现就两次碾压试验资料验证如下：

该工程对心墙填筑土料进行了两次现场碾压试验，碾压参数：铺土厚度为30cm，16t牵引式凸块振动碾碾压，碾压遍数分4遍、6遍、8遍，第一次试验取试样19组，第二次试验取试样314组。碾

压试验结果中 $\rho_d \geqslant 1.60 g/cm^3$ 汇总资料如表 5-4 所示。

表 5-4　两次碾压试验 $\rho_d \geqslant 1.60 g/cm^3$ 统计表

碾压遍数	取样组数和类别	碾压试验 1997 年 10 月			碾压试验 1998 年 4 月		
		一层	二层	合计	一层	二层	合计
4	取样总组数	3	3	6	57	54	111
	$\rho_d \geqslant 1.60 g/cm^3$	0	0	0	32	35	67
	合格率(%)	0	0	0	56.1	64.8	60.4
6	取样总组数	3	3	6	50	58	108
	$\rho_d \geqslant 1.60 g/cm^3$	3	2	5	40	48	88
	合格率(%)	100	66.6	83.3	80	82.8	81.3
8	取样总组数	3	4	7	49	46	95
	$\rho_d \geqslant 1.60 g/cm^3$	3	3	6	43	42	85
	合格率(%)	100	75.0	85.7	87.8	91.3	89.5

由表 5-4 看出：第一次试验中，碾压 4 遍，$\rho_d \geqslant 1.60 g/cm^3$ 的合格率为零，碾压 6 遍的合格率为 66.6% ～100%，平均为 83.3%，碾压 8 遍的合格率为 75% ～100%，平均 85.7%；第二次试验中，碾压 4 遍，$\rho_d \geqslant 1.60 g/cm^3$ 的合格率为 56.1% ～64.8%，平均为 60.4%，碾压 6 遍的合格率为 80% ～82.8%，平均为 81.3%，碾压 8 遍的合格率为 87.8% ～91.3%，平均为 89.5%。试验结果表明：碾压 8 遍，合格率达到 87.8% ～91.3%。只要施工中严格控制好含水率、铺土厚度、碾压遍数，合格率还会提高，满足 $\rho_d \geqslant 1.60 g/cm^3$，$\rho_d / \rho_{d\,max} \geqslant 0.99$ 的要求，故 $\rho_d \geqslant 1.60 g/cm^3$ 标准不是偏大的，施工中是可以实现的。

确定无黏性土设计干密度指标时，用压实度标准时完全与上述相同，若采用相对压实度标准，仅是用式 $\rho_d = \rho_{d\,min}\rho_{d\,max} / \{\rho_{d\,max} -$

$Dr(\rho_{d\max}-\rho_{d\min})$]代替式 $\rho_d=D\rho_{d\max}$外，亦可按计算出的 ρ_d值由大到小排列，计算保证率的方法与上述相同，此处不再赘述。

另外亦可用式(5-7)和式(5-14)作为双质控标准：

$$\rho_d \geqslant \rho_{d0} \tag{5-14}$$

式中 ρ_d——压实后土石料干密度；

ρ_{d0}——设计计算采用干密度。

5.7 填筑压实标准应用中存在的问题

近来发现在某些土石坝建设中虽然使用了上述填筑压实标准，但因忽视了填筑压实标准的含义、条件，影响正确的确定设计和施工质控指标及评价压实效果。为此，本章一开始对压实标准的定义、条件、关系已作了叙述，这里对出现的问题略举几例，旨在引起注意，对正确执行压实标准、确保工程质量也是有益的。

[例 5-1] 某黏土心墙土石坝，工程规模为Ⅰ级，地震烈度8度，按9度设防。设计中黏土心墙的填筑标准采用压实度1.0，最大干密度采用重型(重型即修正普氏法，击实功能为2 691 kJ/m^3，冲量为6.6N·s/cm^3)击实试验测得。

上述采用填筑压实标准符合设计规范中“黏性土的压实度，1～2级坝的压实密度应为0.98～1.0，地震烈度为8度、9度地区宜取上限值，黏性土最大干密度应按土工试验规程SL237—1999中击实试验方法测得”，因该规程中列出了轻型击实(标准普氏法击实功能为594kJ/m^3)法和重型击实(修正普氏法击实功能为2 691kJ/m^3)法两种试验，设计在采用填筑标准中，选用了重型击实试验测得的最大干密度。但忽视了该规程说明“重型击实试验宜用于高速公路和飞机跑道等填筑工程”，表明对水利水电土石坝工程，黏性土宜用轻型击实试验。这里不妨回顾一下土工试验规程历史，在以往的1962年规程、1979年规程、1984年规程中未曾

列重型击实试验。美国垦务局土石坝填筑标准(见表 5-1)中也注明黏性土的击实功能为 594kJ/m^3,皆说明以往国内外在土石坝填筑标准中均采用轻型击实试验方法确定最大干密度。显然例 5-1 中采用重型击实试验是欠妥当的。

至于土石坝的填筑标准中为何不用重型击实试验而采用轻型击实试验的原因,主要是为了确保黏土心墙质量,担负起拦水防渗的功能。

正因为黏土心墙为大坝的防渗体,担负拦水防渗作用,故经填筑压实,要求有足够的密实性,渗透性小,沉陷变形小,又要有一定的塑性,以适应不均匀变形的能力。如从纵剖面上看,两岸坝体高度小、变形小,中部坝体高,相对变形大,沉陷变形显然是不均匀的,坝体具有一定的塑性(柔性)后,则在这一不均匀变形中不致出现裂缝,坝体是安全的,所以既要密实又要有一定的塑性,矛盾统一的结果,压实要适度,而不是压实的功能愈大、密度愈大愈好,其宗旨是黏土心墙为大坝的防渗体,以拦水防渗为目的;而公路、飞机跑道是以路面平整、不发生沉陷变形、行驶平稳为目的。故前者不允许超压密发生剪切破坏,宜采用轻型击实试验,后者可以超压密,即使发生剪切破坏,只要密度大,路面不变形,仍是有利的,宜用重型击实试验。总之,使用压实度标准应使用规定的标准击实试验方法测定该黏性土料的最大干密度指标。

[例 5-2] 某土石坝为黏土心墙砂石坝,在黏土心墙设计中,采用压实标准为压实度 $D=0.98$,土料用标准击实试验测得最大干密度 $\rho_{d\max}=1.73\text{g/cm}^3$,按式(5-11)$\rho_d=D\rho_{d\max}=1.695\text{g/cm}^3$。据此,设计采用设计干密度 $\rho_{d0}=1.70\text{g/cm}^3$。后来由于料场变更,土性发生变化,满足不了 $\rho_d\geqslant\rho_{d0}=1.70\text{g/cm}^3$ 的要求。但因坚持 1.70g/cm^3 的要求不变,为此有人提出用增加击实功能的办法,而采用 45 击代替 25 击标准击实试验,也有人提出用掺砂砾料或直接用砾石土代替黏土料等途径满足 1.70g/cm^3,并用此作为

选择土料场的依据。

[例 5-3] 某土石坝的砂卵石坝壳，设计采用的压实标准为相对压实度 $Dr=0.8$，设计计算采用干密度 $\rho_{d0}=2.24g/cm^3$，但在压实质控指标的确定中，先是依据料场勘测资料，由众多的颗粒级配曲线获得上包线、下包线、平均级配曲线，以这三条级配曲线为基础，分别对每一条曲线料，在人工配制不同粗料（$d>5mm$ 颗粒）含量 P_5 的试料，并分别测出各自的最大、最小干密度值（如表 5-5 所示）。此资料表明平均级配的密度值最高，而选择了以平均级配资料为依据，确定出下述质控标准：

表 5-5 几种砂卵石料最大、最小干密度试验资料

上包线	P_5(%)	46	57.9	72.0	82.0	
	$\rho_{d\,max}$(g/cm³)	2.12	2.19	2.24	2.23	
	$\rho_{d\,min}$(g/cm³)	1.92	1.96	1.95	1.90	
下包线	P_5(%)	45.0	60.0	75.0	92.5	
	$\rho_{d\,max}$(g/cm³)	2.20	2.28	2.35	2.32	
	$\rho_{d\,min}$(g/cm³)	2.01	2.06	2.05	1.91	
平均线	P_5(%)	60.0	72.0	78.0	83.1	90
	$\rho_{d\,max}$(g/cm³)	2.28	2.36	2.39	2.40	2.34
	$\rho_{d\,min}$(g/cm³)	2.10	2.08	2.02	2.00	1.97

注：表中 P_5 为粗料（$d>5mm$）颗粒含量。

(1)用干密度值作为质控标准。由表 5-5 资料知，数值最高的为平均级配，且 $P_5=83.1\%$ 时，$\rho_{d\,max}=2.4g/cm^3$，$\rho_{d\,min}=2.0g/cm^3$；当 $Dr=0.8$ 时，用式(5-13)计算结果 $\rho_{d0}=2.308g/cm^3$，

据此确定出 $\rho_{d0}=2.31g/cm^3$，作为填筑压实的下限指标。即压实后测得 $\rho_d \geqslant 2.31g/cm^3$，则合格，否则需要进行补压处理，直至 $\rho_d \geqslant 2.31g/cm^3$ 为止。

(2)用相对压实度作为质控标准。仍用表 5-5 中的数值最高平均级配资料，并绘制出 $\rho_{d\max} \sim P_5$ 和 $\rho_{d\min} \sim P_5$ 关系曲线，用做质控依据。当现场测得压实后干密度 ρ_d 同时也测得 P_5 值时，用 P_5 在备好的平均级配 $\rho_{d\max} \sim P_5$ 和 $\rho_{d\min} \sim P_5$ 关系曲线上查出相应的 $\rho_{d\max}$ 和 $\rho_{d\min}$ 值，然后用式(5-13)计算出 $\frac{\rho_{d\max}(\rho_d-\rho_{d\min})}{\rho_d(\rho_{d\max}-\rho_{d\min})} \geqslant Dr=0.8$ 时，则合格，否则需要进行补压处理，直至满足要求为止。

由例 5-2 看出，一是使用击实功能(45 击)比标准普氏击实功能(25 击)大 1.8 倍的非标准条件测得的 $\rho_{d\max}$ 指标不符合压实标准的条件；二是用增大功能或采用砾石土的方法满足 $\rho_d=1.70g/cm^3$ 的要求，不符合依据土料性质确定设计和质控指标的原则，而依据设计指标选定土料，使土料场迟迟定不下来，影响到施工顺利进行；三是不符合室内标准试验和现场施工方法成熟经验，也就是标准击实试验确定的指标，和目前的施工机械、施工方法相配套，可以获得满足要求的压实结果。同样，例 5-3 中最优(密度值最高)平均级配和最优粗粒料含量(83.1%)确定出 $\rho_{d\max}=2.4g/cm^3$，$\rho_{d\min}=2.0g/cm^3$，以 $Dr=0.8$ 时 $\rho_d=2.31g/cm^3$ 作为质控标准的下限值，即要求压实后 $\rho_d \geqslant 2.31g/cm^3$ 才算合格，显然是不合理的。使用的 $\rho_{d\max} \sim P_5$ 和 $\rho_{d\min} \sim P_5$ 关系曲线是以平均级配为基础，人工改变粗料含量获得不同级配料的试验值，既不是平均料，也不包括上下包线级配料，不能反映料场变化范围，故没有代表性，更谈不上 ρ_d 和查得的 $\rho_{d\max}$、$\rho_{d\min}$ 为同一料的密度指标值，用此关系曲线作为质控的依据，必将影响质评结果的准确性。

为了防止上述问题发生，在应用压实标准时，首先要掌握压实标准(压实度或相对压实度)的定义和条件，其中关键指标 $\rho_{d\,max}$ 是标准压实条件下的最大干密度，不是不讲条件的最大干密度值，不是哪个功能获得值最大就用哪个值，既然是标准就必须遵循标准条件，否则就乱了章法；二是压实标准中的 ρ_d 和 $\rho_{d\,max}$ 或相对压实度中的 ρ_d 和 $\rho_{d\,max}$，$\rho_{d\,max}$ 必须是同一种土石料的密度指标值，若不是同一种土石料，就没有可比性；三是压实标准中的 D 或 Dr 值和测试 $\rho_{d\,max}$ 或 $\rho_{d\,min}$ 的方法是息息相关的，两者必须相对应。提出压实标准的同时应指明测试方法，如下述两例。

[例 5-4] 《碾压式土石坝设计规范 SDJ218—84 修改和补充规定》"对不含砾或含少量砾的黏性土料，以干密度为设计指标，按击实试验《土工试验规程 SDS01—79》(上册)测得的最大干密度乘以压实系数确定，对Ⅰ、Ⅱ级坝和高坝，压实系数不应低于 0.97～0.99；对Ⅳ级以下的坝，压实系数不应低于 0.95～0.97；当最大干密度用《土工试验规程 SD128—84》方法测得时，压实系数应适当提高"。至于是应适当提高，还是应适当降低，提高多少，这里暂且不说，而该例表明压实标准值的大小与标准击实试验方法的统一性，此点不可忽视。

[例 5-5] 小浪底工程主坝合同文件 B 卷第九章中，"心墙土料填筑层厚不应超过 25cm……均匀铺平后用规定的凸块振动碾最少碾 6 遍，压实后的干密度大于等于 $ASTM_{D698}$ 标准击实最大干密度的 100%，反滤料填筑层厚不超过 25cm，均匀铺平后，用规定振动平碾最少碾 2 遍，碾压后干密度大于等于 $ASTM_{D4253}$ 标准试验获得最大干密度的 95%"。该例既明确提出压实标准的大小，又指明了最大干密度的测定方法，体现了压实度(压实系数)与最大干密度测试标准方法的相关性和统一性(注：文中提到的压实系数，即一般所说的压实度)。

5.8 应用中的矛盾及解决途径

如前所述，应用的压实标准中，无论是压实度 D，还是相对压实度 Dr，对某一工程而言，皆为某一常数，但它涉及的同一土石料的几个密度指标值，是随土石料性质不同的变数值，皆须通过实际试验测得。如黏性土，用现场试验方法测得压实后密度值（反映压实效果的密度指标），同时又要对该土用标准试验方法（如 $ASTM_{D698}$）测得最大干密度值（反映压实特性的密度指标）；对无黏性砂石料，现场测得压实后干密度值，同时对该砂石料由标准试验方法（如 $ASTM_{D4253}$）测得最大干密度值或最大、最小干密度值，有了两种试验资料，才能按式(5-7)或式(5-9)作出质评结果。

为正确作出质评结果，当现场测得压实干密度后，又要对该同一土石料由标准试验测得反映压实特性的最大干密度或最大、最小干密度值，这就出现了试验工作量增大，时间、质量的矛盾。解决矛盾的主要问题，就是如何快速地获得反映上坝材料的压实特性的最大、最小干密度指标。

5.8.1 无黏性砂石料最大、最小干密度的确定

一个标准试验，一般 1～2h 完成，在时间上可以满足要求。但由于这种材料的特点是颗粒粗、试验用量大、劳动强度高，要达到一一对应的标准试验，工作量增大，时间拖长，这是矛盾的焦点。问题的核心是如何快速地确定标准试验密度指标。解决途径有如下两种。

5.8.1.1 直接试验法

要取得同一砂石料在标准试验条件下的密度指标，首先领导要重视试验工作，尽可能在现场最近处建立试验室，适当配备运输工具及人员，为及时进行现场试验提供方便，尽快提出试验结果。这种方法的优点是 ρ_d、$\rho_{d\max}$、$\rho_{d\min}$ 或 ρ_d 和 $\rho_{d\max}$ 为同一砂石料的试

验值，质评结果最实际、最直观。

5.8.1.2 间接近似法

事先依据砂石料场勘测资料，分析确定出反应料场变化范围的代表级配，预先对代表级配料分别进行标准试验，测定出各自的 P_5 和 $\rho_{d\max}$、$\rho_{d\min}$值，以此资料为基础，绘制出 $\rho_{d\max}\sim P_5$ 和 $\rho_{d\min}\sim P_5$ 关系曲线备用，或者直接依据料场勘测或复查中各勘探点取样试验资料绘制 $P_5\sim\rho_{d\max}$和 $P_5\sim\rho_{d\min}$关系图。该资料代表料场不同勘探点，反应料场情况。当现场填筑压实后，土体测得 ρ_d值亦测出 P_5 值，用此 P_5 值在上述备用的曲线上查得与 P_5 相应的标准试验值 $\rho_{d\max}$、$\rho_{d\min}$，即可按式(5-7)或式(5-9)作出质评结果，举例如下。

某工程填筑砂砾料，粗粒料含量 P_5 在 43%～83%之间变化，设计采用的压实标准 $Dr=0.8$。依据勘测资料中测得的许多颗粒级配资料，确定出代表级配，其方法有几种，详见文献[4]。本例仅以其中平均级配法确定出 5 种(上包线、上平均线、平均线、下平均线、下包线)代表性级配，并分别进行标准试验，测得各自的 P_5 和 $\rho_{d\max}$、$\rho_{d\min}$值，如表 5-6 所示，绘制出 $P_5\sim\rho_{d\max}$和 $P_5\sim\rho_{d\min}$关系曲线。亦可由已知的 Dr、$\rho_{d\max}$、$\rho_{d\min}$按式(5-3)计算出 ρ_{d0}，并绘制出 $Dr=0.8$ 时 $P_5\sim\rho_{d0}$关系曲线，如图 5-1 所示。

表 5-6 几种代表性级配颗粒组成的标准试验结果

级配名称	P_5(%)	$\rho_{d\max}$(g/cm^3)	$\rho_{d\min}$(g/cm^3)	$Dr=0.8$ 时 ρ_{d0}
上包线	43	2.182	1.868	2.111
上平均线	56	2.285	1.928	2.2
平均线	69	2.360	1.988	2.275
下平均线	76	2.320	1.970	2.24
下包线	83	2.226	1.916	2.156

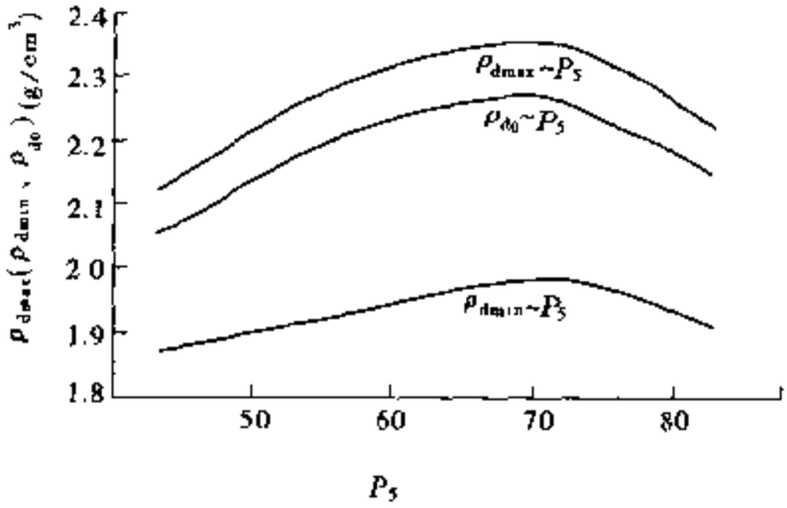


图 5-1　砂砾石料 $\rho_{d\max}(\rho_{d\min}、\rho_{d0})\sim P_5$ 关系曲线

当现场测得压实后 P_5 和 ρ_d 值后，用 P_5 值在图 5-1 上查得 $\rho_{d\max}$、$\rho_{d\min}$值并代入式(5-10)计算，结果符合大于等于条件则合格。或者看测得的 ρ_d值是否大于等于 $Dr=0.8$ 时 $P_5\sim\rho_{d0}$关系曲线对应于 P_5 值的干密度 ρ_{d0}值，若大于等于则压实合格。该方法的优点是利用反映料场变化范围(上、下、平均级配)的 $P_5\sim\rho_{d\max}$和 $P_5\sim\rho_{d\min}$关系曲线，能较快地作出质评结果，有利于机械化施工。但它是建立在认为 P_5 值相同、砂石料的性质一致的基础上，其精度没有直接法高，但比直接法能更及时地作出质评结果。

5.8.2　黏性土最大干密度的确定

如式(5-8)所示，要作出质评结果，除了现场测得压实后的干密度外，还要进行室内标准击实试验(如 $ASTM_{D698}$)测得最大干密度 $\rho_{d\max}$，问题是用核子密度仪法测一个现场 ρ_d值，十多分钟即可出成果，一个标准试验需要 2～3d 时间。$\rho_{c\max}$值测不出来，无法作出质评结果，土料不能继续填筑，尤其是机械化施工水平愈高，这一矛盾愈突出。如果使用的 $\rho_{d\max}$值和 ρ_d值不是同一种土料，则影响质评结果的可靠性。为解决这一矛盾，许多学者进行了研究，

提出了一些有益的方法，在文献[14]中作了介绍，详见下面几种快速确定最大干密度的方法。

相比之下，西尔夫(Hlif)三点击实法较好，该方法仍采用标准普氏击实法，不测含水率速度快，原理合理(如式(5-15)～式(5-20)所示)，一般2h即可出成果，在时间、质量上可以满足要求。

由式(5-7)知质评判别式为

$$\rho_d / \rho_{d\,max} \geqslant D$$

$$\rho_{\omega\,max} = \rho_{d\,max}(1 + \omega_{op}) \tag{5-15}$$

现场测得湿密度

$$\rho_\omega = \rho_d(1 + \omega_f) \tag{5-16}$$

若式(5-15)除以$(1 + \omega_{op})/(1 + \omega_f)$，得出换算最大湿密度

$$\frac{\rho_{d\,max}(1 + \omega_{op})}{\frac{1 + \omega_{op}}{1 + \omega_f}} = \rho_{d\,max}(1 + \omega_f) \tag{5-17}$$

将式(5-16)和式(5-17)两式相比

$$\frac{\rho_d(1 + \omega_f)}{\rho_{d\,max}(1 + \omega_f)} = \frac{\rho_d}{\rho_{d\,max}} \geqslant D \tag{5-18}$$

可以看出，式(5-18)和式(5-7)相同，即可获得质评结果

$$\omega_{op} - \omega_f = \frac{(1 + \omega_{op})}{1 + Z_m} Z_m \tag{5-19}$$

式中 ρ_d、$\rho_d(1 + \omega_f)$——现场压实后干密度、湿密度；

$\rho_{d\,max}$、$\rho_{d\,max}(1 + \omega_{op})$——最大干密度、最大湿密度；

ω_f——现场压实土含水率；

ω_{op}——最优含水率；

D——压实度；

$\omega_{op} - \omega_f$——最优含水率与现场含水率之差。

$$Z_m = \frac{\omega_{op} - \omega_f}{1 + \omega_f} \tag{5-20}$$

采用该种办法，不但解决了 ρ_d、$\rho_{d\max}$ 是同一土料的密度指标问题，而且能较快地作出是否满足压实度、含水率与最优含水率差值的质评结果。

5.9 小结

(1)压实度 D 或相对压实度 Dr 是碾压式土石坝的工程填筑压实标准，既体现了土石坝工程的规模、重要性、等级，又保证了坝体压实紧密度的一致性。以此标准为基础，产生施工质量控制标准、设计计算干密度标准等。

(2)施工质量控制标准

$$\rho_d \geqslant D\rho_{d\max} \text{ 和 } \rho_{d0} \leqslant \rho_d$$

或

$$\rho_d \geqslant \frac{\rho_{d\max}\rho_{d\min}}{\rho_{d\max} - Dr(\rho_{d\max} - \rho_{d\min})} \text{ 和 } \rho_d \geqslant \rho_{d0}$$

(3)设计计算干密度标准

$$\rho_{d0} = D\rho^{\rho}_{d\max}$$

(4)在比较分析中，ρ_d 和 $\rho_{d\min}$、$\rho_{d\max}$ 必须是同一土石料、不同压实条件下的密度指标值，否则没有实际意义。要做到此点，在施工中存在时间和质量矛盾，尤其是机械化水平愈高愈突出。为解决这一矛盾，满足质评结果的真实性和机械化施工需要，应尽可能采用快速测试方法，在保证质量的基础上满足进度，要保证质评结果反映实际。

(5)碾压式土石坝一般分为两部分，一是用无黏性砂石料作为坝壳棱体，主要起抗滑稳定作用；二是用黏性土作为防渗体，主要起拦水防渗作用，既要密实，满足防渗和变形要求，又要有一定的塑性，防止不均匀变形而产生裂缝。故对黏性土料的压实不是功能愈大愈好，而是适可而止，不能超过极限抗压强度，以防超压密发生剪切破坏，形成渗流通道，危及坝体安全。实践证明，对干以

防渗拦水为主的黏性土，室内试验多采用标准普氏击实试验方法，测得最大干密度指标，以此为基数确定的设计指标和施工质控标准，既满足防渗体的防渗和变形要求，又与当前施工机械及施工方法相匹配，施工能获得满意的合格率要求。而大功能的修正普氏方法，一般多用于以变形为主的高速公路、飞机跑道或特殊要求的工程。

参 考 文 献

[1] 郭庆国，李鹏，等. 土石坝的填筑标准及应用中存在的问题. 土石坝工程，2000(3)

[2] 碾压式土石坝设计规范 SL274—2001. 北京：中国水利水电出版社，2002

[3] 杨荫华. 土石料压实和质量控制. 北京：水利电力出版社，1992

[4] 郭庆国. 粗粒土的工程特性及应用. 郑州：黄河水利出版社，1998

[5] 碾压式土石坝施工规范 DL/T5129—2001. 北京：中国电力出版社，2001

[6] 水利水电基本建设工程单元工程质量等级评定标准(七)碾压式土石坝和浆砌石坝工程 SL—38—92. 北京：水利电力出版社，1992

[7] 郭庆国，等. 用保证法确定设计与施工质控标准的方法. 西北水电，1999(1)

[8] 土工试验规程 SL—237—1999. 北京：中国水利水电出版社，1999

[9] 碾压式土石坝设计规范 SDJ218—84 修改和补充规定. 北京：水利电力部，1993

[10] 土工试验规程 SDS01—79(上册). 北京：水利电力出版社，1980

[11] 土工试验规程 SD128—84(第一分册). 北京：水利电力出版社，1987

[12] 土、混合土含水率与干密度试验标准方法 $ASTM_{D698-78}$，1982

[13] 松散材料最大干密度试验标准方法 $ASTM_{D4253}$，1993

第六章　几种快速确定黏性细粒土最大干密度的方法

6.1　概况

前面谈到，土石坝施工的核心是填筑压实，它是在外力作用下，孔隙减小，密度增大，工程性能（强度、承载力增大，沉降变形、透水性减小）改善。对均匀土石料，工程性能稳定，已往用干密度作为压实标准，反映压实效果，但在实际工程中，绝大多数土石料是不均匀的，工程性能差异较大，同一压实条件干密度变化较大，而采用压实度作为压实标准，用反映土体压实后测得的干密度与该同一土料由标准击实试验的最大干密度的比值反映满足压实度标准压实的效果。

在执行这一标准中既要在现场测得干密度，又要用标准击实试验测得最大干密度，才能作出质评结果。一般用核子密度仪几分钟至十几分钟即可得到 ρ_d 结果，该土料的一个标准击实试验测 $\rho_{d\,max}$ 需 2～3d，没有 $\rho_{d\,max}$ 值无法作出质评结果，影响继续施工，甚至造成窝工。土料愈不均匀，机械化施工水平愈高，这一矛盾愈突出。如像小浪底工程土坝为黏土斜墙堆石坝，最大坝高 154m，填筑工程量为5 185万 m^3，其中斜心墙为 820 万 m^3，由寺院坡土料场开采的土料填筑而成。寺院坡防渗土料场由 6 条山梁（寺院坡、李家坡、后苇园、前苇园、艮沟等）组成，长3 000m、宽 600m，占地 200 万 m^2，地面高程 350～480m，储量 2 190 万 m^3，有 2 号路通过，土料除表层有少量轻粉质壤土外，主要为中、重粉质壤土，粉质

黏土，天然含水量为 19%～21%，接近最优含水量。概括起来有以下特点：

(1)中、重粉质壤土，粉质黏土，是性能较理想的防渗土料，含水量适中，交通方便，开采运输条件好，储量丰富，为小浪底工程大坝防渗斜心墙提供了得天独厚的优越条件和料源。

(2)土料分布在 6 条小山梁上，受地形地质条件的限制，土层依山坡、基岩地形分布，总的趋势呈不规则抛物线状，相对高差起伏较大。

(3)如地勘报告所述，土层总厚 10～30m，一般上部呈黄色，为次生黄土类土，中粉质壤土为主，轻粉质壤土次之；中部呈黄红色，重粉质壤土为主，夹有古土壤层，属粉质黏土，棕色、密实、黏粒含量较大；下部呈红色，为粉质黏土，黏粒含量、含水量略高。靠基岩面夹有风化石块，此部分在开采中弃掉。经开采实践，中部古土壤层多出现在土层最厚处，甚至贯穿上、中、下层中，占有相当数量，使料场黏粒含量增大。

(4)土料受山梁条件限制，高差较大，层次较多，各层较薄且不均匀，难以开采为某单一料，多呈不同层次、不同比例的混合料，混合比例变化较大，土性变异，反映在压实特性上，最大干密度是没有变化规律的变数。由于填筑土料具有性质多变的特点，使得压实质量控制较为复杂和不便，加上该工程为国际招标工程，机械化施工水平高，上坝强度大，则需要一种快速的、合理的、适合小浪底土料性质多变的快速质控方法，关键是快速确定出与现场测定干密度的土料相对应的最大干密度指标。

6.2 几种快速确定黏性土最大干密度的方法

为及时作出不均匀土料压实的质评结果，有许多学者做了大量的试验研究工作，提出了一些快速确定与现场测定干密度土料

相同(近似相同)土料标准击实试验的最大干密度指标的方法。现列举几种介绍如下。

6.2.1 多点移动平均值法

该方法是按料场规划,对即将开采上坝填筑的土料在不同位置取几组土样,分别进行标准击实,测得各自的最优含水率、最大干密度,按测试日期记入专用表格并取平均值,作为填筑压实测得现场干密度同样土料的最大干密度指标,两密度之比,若 $\rho_d/\rho_{d\max}\geqslant D$,则合格。这样定期从料场取样进行标准击实试验,将结果按顺序列在专用表中,去掉最早的增加新测的最大干密度,以同样组数进行移动平均,随继续上坝填筑,不断地测定土料 ρ_d 和 $\rho_{d\max}$值,不断作出 $\rho_d/\rho_{d\max}\geqslant D$ 的质评结果,称此种方法为多点移动平均法,应用举例如表 6-1 所示。

该方法的特点,是鉴于现场测得压实土体干密度 ρ_d 后,要有该土料最大干密度 $\rho_{d\max}$才能作出质评结果,因击实试验需 2～3d 才能得到 $\rho_{d\max}$值,影响质评和继续施工。依据不均匀土料在料场是变化的,上坝筑填土料也变化,两种变化是相互关联且同步的,将标准击实试验超前对不同位置测得 $\rho_{d\max}$、ω_{op}分别取平均值作为现场压实土料质评最大干密度,并随继续定期取样进行标准击实,不断地取得新的最大干密度指标与不断上坝填筑新得的干密度指标相比,作出新的质评结果。显示上坝填筑土料是变化的,ρ_d 和 $\rho_{d\max}$也是不断变化的,符合不均匀土料的特点。由于标准试验超前,及时提供了 $\rho_{d\max}$指标,只要现场测得 ρ_d 即可及时作出质评结果,是一种快速确定 $\rho_{d\max}$的方法。此方法在加拿大应用,并经 CIPM 专家组推荐在小浪底工程大坝填筑时应用。

6.2.2 相关资料统计法

不均匀土料的性质不同,不仅表现在最大干密度 $\rho_{d\max}$、最优含水率ω_{op}不同,同时也表现在其他物性指标上也不相同。按此

表 6-1　多点移动平均法应用举例

序号	日期（年·月·日）	标准击实		5点移动平均			现场密度试验		质评结果	
		$\rho_{d\,max}$ (g/cm³)	ω_{op} (%)	序号范围	$\rho_{d\,max}$ (g/cm³)	ω_{op} (%)	ρ_d (g/cm³)	ω_{op} (%)	$\rho_d/\rho_{d\,max}$	$\omega-\omega_{op}$ (%)
1	1996.9.14	1.692	18.3							
2	1996.9.19	1.675	18.5							
3	1996.9.25	1.675	18.8							
4	1996.10.3	1.655	20.6							
5	1996.10.14	1.575	20.0	1～5	1.654	19.2	1.655	20.2	100	1.0
6	1996.10.21	1.680	19.5	2～6	1.652	19.4	1.660	19.8	100.5	0.4
7	1996.10.30	1.670	19.5	3～7	1.651	19.6	1.668	20.1	101.0	0.3
8	1996.11.18	1.664	19.4	4～8	1.649	19.8	1.652	20.2	100.2	0.4
9	1996.11.25	1.585	22.6	5～9	1.635	20.2	1.641	21.7	100.4	1.5
10	1996.11.25	1.540	25.8	6～10	1.628	21.3	1.630	22.2	100.1	0.9
11	1996.12.2	1.666	18.7	7～11	1.625	21.2	1.631	22.5	100.4	1.3
12	1996.12.11	1.665	18.9	8～12	1.624	21.0	1.634	22.3	100.6	1.3
13	1996.12.18	1.684	20.2	9～13	1.628	21.2	1.629	22.4	100.0	1.2
14	1997.1.4	1.605	22.5	10～14	1.632	21.2	1.635	13.0	100.2	0.8
15	1997.1.10	1.550	23.0	11～15	1.634	20.6	1.640	19.8	100.4	−0.8
16	1997.1.14	1.630	20.5	12～16	1.627	21.0	1.630	19.5	100.2	−1.5
17	1997.1.20	1.577	22.5	13～17	1.609	21.7	1.615	22.1	100.4	0.6
18	1997.1.22	1.636	22.6	14～18	1.600	22.2	1.595	21.0	99.7	−1.2
19	1997.1.30	1.563	24.5	15～19	1.591	22.6	1.600	23.0	100.7	0.4

注：表中 $\rho_{d\,max}$、ω_{op}分别为标准击实试验得的最大干密度(g/cm³)、最优含水率(%)；ρ_d 为填筑压实干密度(g/cm³)；质控标准 $\rho_d/\rho_{d\,max}\geqslant 100\%$。

原理，依据料场勘察试验资料，超前统计液限含水率或塑限含水率与标准击实试验获得的最大干密度、最优含水率相关关系图或相关关系式，如图 6-1 所示 $\omega_L \sim \rho_{d\,max}$、$\omega_L \sim \omega_{op}$关系图，供现场质评

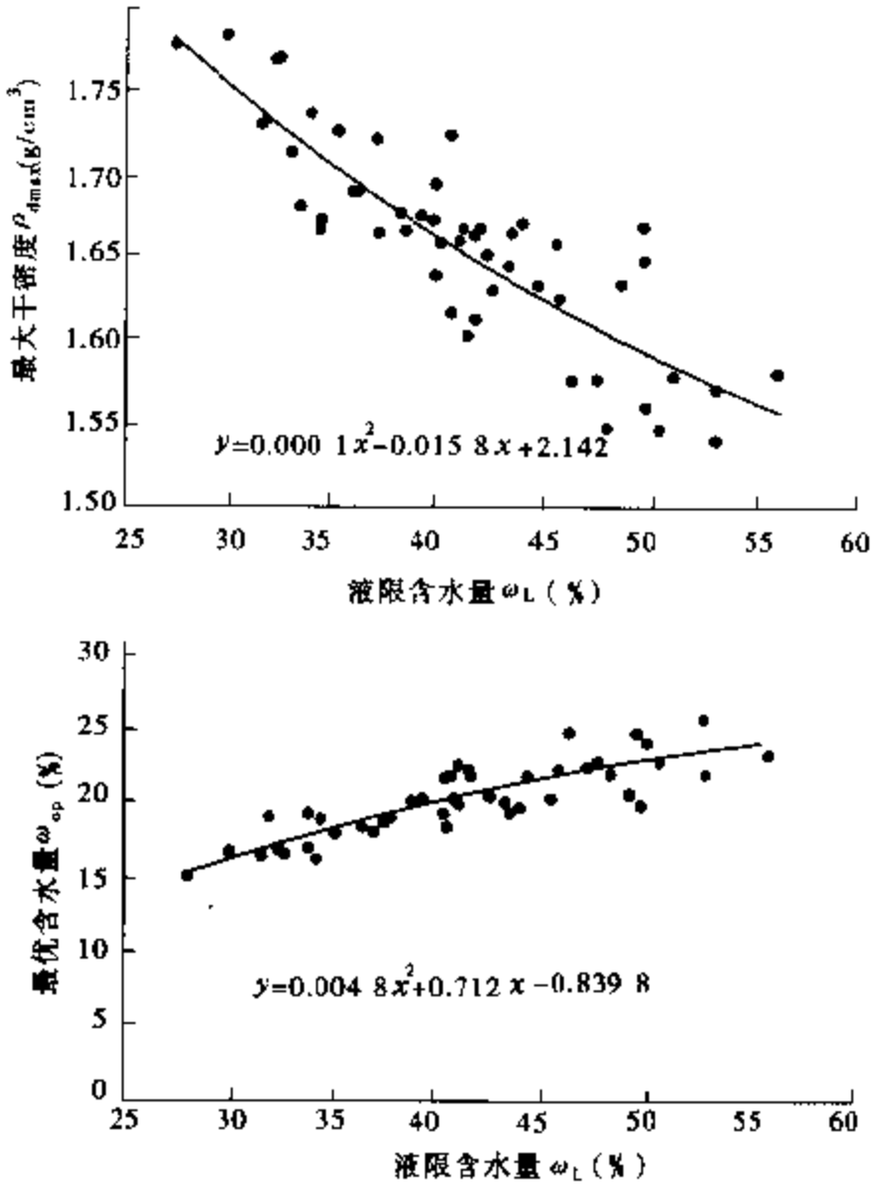


图 6-1　最大干密度、最优含水量与液限含水量关系图

使用。当现场测得压实后土体的干密度时，同时也测得液限含水率，根据该液限含水率，在备好的如图 6-1 所示的液限含水率与最大干密度相关关系图上查得该土料的最大干密度，在液限含水率与最优含水率相关关系图上查得最优含水率，用此最大干密度和最优

含水率与现场测得的干密度和含水率相比较，即可得质评结果。

该方法是在现场测得干密度的同时，再测得该土料液限含水率或塑限含水率，在相关关系图上查得与该土料液限含水率相同的土料的最大干密度、最优含水率，应用此方法可省略时间较长的标准击实试验，能及时、较快速地作出质评结果。尽管最大干密度的土料与 ρ_d 的土料不是同一土样，但两种土料在物性指标液限上是相同的，故可以说土性基本相同，或者说土性是接近的。

6.2.3 西尔夫(Hilf)三点快速击实法

该方法除了压实度、标准击实试验设备方法和一般方法相同外，其他与传统确定质控指标不同，这里对其特点、基本原理简介如下。

6.2.3.1 特点

(1)该方法不需测含水率，大大地缩短了标准击实时间，称为快速法。

(2)利用现场实际填筑的湿土料在室内进行标准击实试验，使现场测得的密度指标和室内试验测得的密度指标两者土料相同，使压实度两指标建立在同一土料的基础上。

(3)室内标准击实试验只测3个击实湿密度，亦称三点击实法。

6.2.3.2 基本原理

$$D = \rho_d / \rho_{d\max} \tag{6-1}$$

$$\beta = \rho_d(1 + \omega_f) / [\rho_{dl}(1 + \omega_f)] = \rho_d / \rho_{dl} \tag{6-2}$$

式中 β——密度比；

ρ_{dl}、$\rho_{dl}(1 + \omega_f)$——与现场同一土料由室内标准击实试验测定的干密度、湿密度；

其余符号含义同前。

当知土料的最大干密度为 $\rho_{d\max}$、最优含水率为 ω_{op} 时，则它的最大湿密度为

$$\rho_{\omega\max} = \rho_{d\max}(1 + \omega_{op}) \tag{6-3}$$

若将式(6-3)除以$(1 + \omega_{op})/(1 + \omega_f)$,则换算最大湿密度为

$$\rho_{d\max}(1 + \omega_{op})/[(1 + \omega_{op})/(1 + \omega_f)] = \rho_{d\max}(1 + \omega_f) \tag{6-4}$$

当土的任一压实干密度为ρ_d、含水率为ω时,则它的湿密度如式(6-5)所示

$$\rho_\omega = \rho_d(1 + \omega) \tag{6-5}$$

同样将式(6-5)除以$(1 + \omega)/(1 + \omega_f)$,则换算湿密度为

$$\rho_d(1 + \omega)/[(1 + \omega)/(1 + \omega_f)] = \rho_d(1 + \omega_f) \tag{6-6}$$

将式(6-6)和式(6-4)相比,则

$$\rho_d(1 + \omega_f)/[\rho_{d\max}(1 + \omega_f)] = \rho_d/\rho_{d\max} \tag{6-7}$$

式(6-7)的结果,即压实干密度与最大干密度之比,即压实度质控标准,可用做鉴别压实质量。

再看$(1+\omega)/(1+\omega_f)$的物理意义

$$(1 + \omega)/(1 + \omega_f) = 1 + (\omega - \omega_f)/(1 + \omega_f) \tag{6-8}$$

$$(\omega - \omega_f)/(1 + \omega_f) = (G\omega - G\omega_f)/[G(1 + \omega_f)] \tag{6-9}$$

式中 G——土的干质量;

$G\omega - G\omega_f$——在现场含水率ω_f的基础上所增加的水的质量;

$G(1 + \omega_f)$——加水前的湿土质量;

$(\omega - \omega_f)/(1 + \omega_f)$——在现场含水率$\omega_f$的基础上所增加的湿含水率。

令
$$(\omega - \omega_f)/(1 + \omega_f) = Z \tag{6-10}$$

则式(6-8)改为

$$(1 + \omega)/(1 + \omega_f) = 1 + Z \tag{6-11}$$

同样道理

$$(1 + \omega_{op})/(1 + \omega_f) = 1 + (\omega_{op} - \omega_f)/(1 + \omega_f) \tag{6-12}$$

令
$$Z_m = (\omega_{op} - \omega_f)/(1 + \omega_f) \tag{6-13}$$

则 $$(1+\omega_{op})/(1+\omega_f)=1+Z_m \tag{6-14}$$

由式(6-10)、式(6-11)及式(6-13)、式(6-14)知：当 $\omega=\omega_{op}$ 时，$Z=Z_m$。

可利用上述原理计算出需要的换算湿密度，如由式(6-11)和式(6-6)计算出任一增加湿含水率 Z 和湿密度 $\rho_d(1+\omega)$ 时的任一换算湿密度：

$$\rho_d(1+\omega)/(1+Z)=\rho_d(1+\omega_f) \tag{6-15}$$

同样，由式(6-14)和式(6-4)计算出最优含水率时的换算最大湿密度：

$$\rho_{d\,max}(1+\omega_{op})/(1+Z_m)=\rho_{t.max}(1+\omega_f) \tag{6-16}$$

以此为基础进行三点击实试验，依据三点击实资料绘制 $\rho_d(1+\omega_f)\sim Z$ 关系曲线图，见图 6-2，解得 $\rho_{d\,max}(1+\omega_f)$ 和 Z_m，将 $\rho_{d\,max}(1+\omega_f)$ 与现场压实后测得的 $\rho_d(1+\omega_f)$ 比较：

$$\rho_d(1+\omega_f)/\rho_{d\,max}(1+\omega_f)=\rho_d/\rho_{d\,max} \tag{6-17}$$

由式(6-17)即可按压实度评定压实质量结果，即当 $\rho_d/\rho_{d\,max}\geqslant$

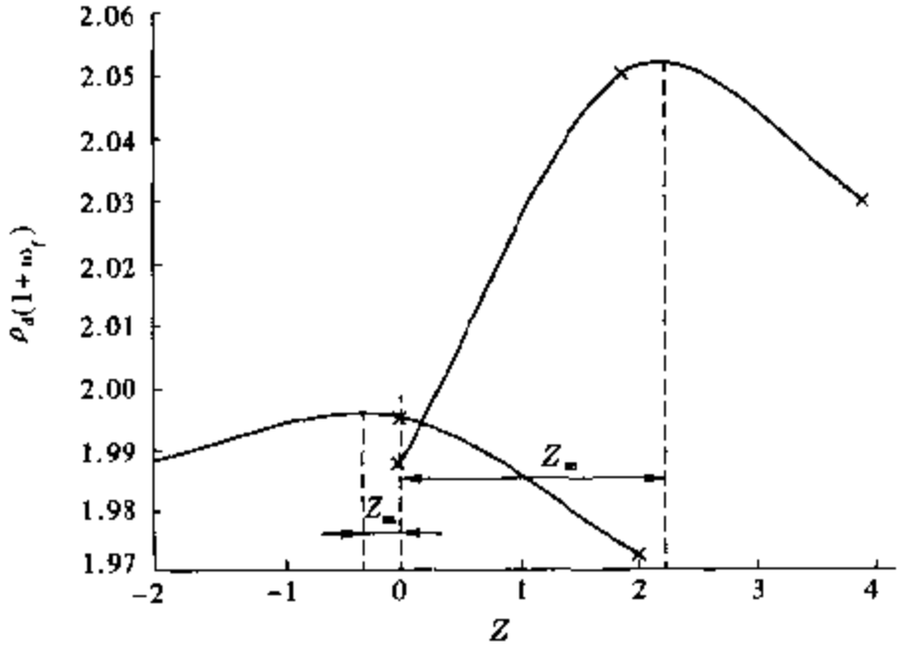


图 6-2　$\rho_d(1+\omega_f)\sim Z$ 关系曲线

D 时则合格。

西尔夫法除了可求解压实度鉴别标准外，还可求解现场含水率与最优含水率之差。

由式(6-13)知：

$$\omega_{op} - \omega_f = Z_m(1 + \omega_f) \tag{6-18}$$

由式(6-14)知：

$$1 + \omega_f = (1 + \omega_{op})/(1 + Z_m) \tag{6-19}$$

将式(6-19)代入式(6-18)得

$$\omega_{op} - \omega_f = (1 + \omega_{op})Z_m/(1 + Z_m) \tag{6-20}$$

由式(6-20)，当 $Z_m = 0$ 时，$\omega_{op} = \omega_f$；当 $Z_m \neq 0$ 时，只要知道 ω_{op}，含水率差 $\omega_{op} - \omega_f$ 也就解决了，解决 ω_{op} 的方法，可根据工程施工中对填筑土料以往的标准击实试验资料，用统计方法绘制 $\rho_{dmax}(1 + \omega_{op}) \sim \omega_{op}$ 关系曲线，如图 6-3 所示。

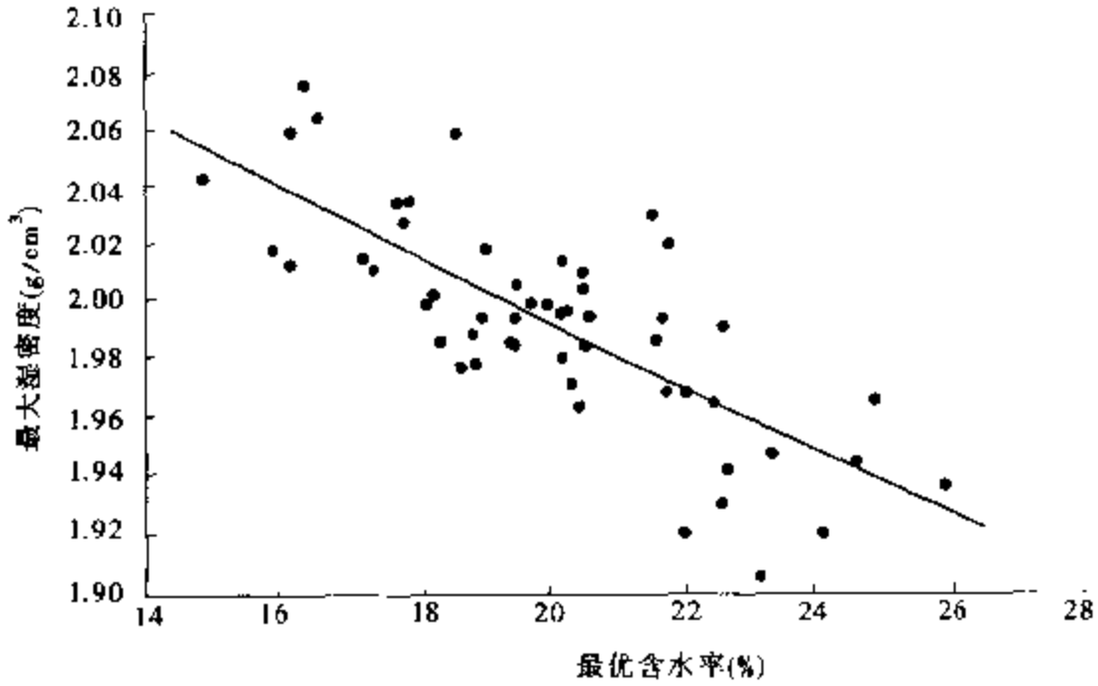


图 6-3　土料最大湿密度与最优含水率关系曲线

根据由图 6-2 解得的 $\rho_{d\,max}(1 + \omega_f)$ 和 Z_m 资料，按式(6-21)计

算出 $\rho_{d\max}(1+\omega_{op})$值：

$$\rho_{d\max}(1+\omega_{op})=\rho_{d\max}(1+\omega_f)(1+Z_m) \qquad (6\text{-}21)$$

再由该 $\rho_{d\max}(1+\omega_{op})$值在图 6-3 上查得 ω_{op}值。

将得到的 ω_{op}值代入式(6-20)，即可解得 $\omega_{op}-\omega_f$ 值。

这样，即可作出压实结果(压实度及现场含水率与最优含水率差)是否满足压实要求的结论。

补充说明一点，ω_{op}是用以往资料统计结果得出，土性有可能不尽相同，对精度影响如何，请看下例：

当 $Z_m=2\%$时，假定 ω_{op}误差为 6%，代入式(6-20)，则含水率差的误差值为

$$Z_m(\omega_{op})/(1+Z_m)=0.02\times(0.06)/(1+0.02)=0.001\,8$$

当 $Z_m=4\%$时，假定 ω_{op}误差为 5%，代入式(6-20)，则含水率差的误差值为

$$Z_m(\omega_{op})/(1+Z_m)=0.04\times(0.05)/(1+0.04)=0.001\,9$$

由以上数字看出，当 $Z_m=0.02\sim0.04$ 和 ω_{op}误差为 5%～6%时，含水率差 $\omega_{op}-\omega_f$ 的误差值仅为 0.001 8～0.001 9，故对精度影响小，该方法是一种较好的方法。

由上述看出，西尔夫三点击实法有在理论上合理、不测含水率快速、土性一致等特点。现对三点击实法应用举例如下。

[例 6-1] (1)现场压实后，土料实测湿密度 $\rho_d(1+\omega_f)=2.048\text{g/cm}^3$；

(2)取此现场填筑的相同土料，并分 3 份；

(3)用第一份土料(含水率为 ω_f)进行标准击实，测得湿密度 $\rho_{d1}(1+\omega_f)=1.981\text{g/cm}^3$，因 $Z=0$，所以 $\omega=\omega_f$，$\rho_{d1}(1+\omega)=\rho_{d1}(1+\omega_f)$；

(4)用第二份土料增加湿含水率 $Z=2\%$，标准击实后测得湿密度 $\rho_{d2}(1+\omega)=2.091\text{g/cm}^3$，换算湿密度 $\rho_{d2}(1+\omega_f)=$

$\rho_{d2}(1+\omega)/(1+0.02)=2.05\text{g/cm}^3$；

(5)经比较，当 $\rho_{d2}(1+\omega_f)>\rho_{d1}(1+\omega_f)$ 时，对第三份土料增加湿含水率 $Z=4\%$，标准击实后测得湿密度 $\rho_{d3}(1+\omega)=2.11\text{g/cm}^3$，换算湿密度为 $\rho_{d3}(1+\omega_f)=\rho_{d3}(1+\omega)/(1+0.04)=2.03\text{g/cm}^3$；

(6)根据三点击实资料绘制 $\rho_d(1+\omega_f)\sim Z$ 关系图(见图 6-2)，并由图 6-2 解得 $\rho_{d\,max}(1+\omega_f)=2.053\text{g/cm}^3$，$Z_m=2.265\%$，以此资料为基础，按式(6-17)求解压实度为 $\rho_d(1+\omega_f)/[\rho_{d\,max}(1+\omega_f)]=2.048/2.053=99.8\%$。结果见表 6-2。

表 6-2　西尔夫快速(三点击实)压实质量控制法二例

项目		单位	例 6-1	例 6-2
$Z=0$	$\rho_{d1}(1+\omega)$	g/cm^3	1.981	1.995
	$\rho_{d1}(1+\omega_f)$	g/cm^3	1.981	1.995
$Z=4\%$	$\rho_{d3}(1+\omega)$	g/cm^3	2.11	
	$\rho_{d3}(1+\omega_f)$	g/cm^3	2.03	
$Z=2\%$	$\rho_{d2}(1+\omega)$	g/cm^3	2.091	2.01
	$\rho_{d2}(1+\omega_f)$	g/cm^3	2.05	1.975
$Z=-2\%$	$\rho_{d3}(1+\omega)$	g/cm^3		1.945
	$\rho_{d3}(1+\omega_f)$	g/cm^3		2.036
Z_m		%	2.26	-0.31
$\rho_{d\,max}(1+\omega_f)$		g/cm^3	2.052	1.996
$\rho_{d\,max}(1+\omega)$		g/cm^3	2.098	1.990
ω_{op}		%	11.55	20.14
$\omega_{op}-\omega_f$		%	3.2	-0.37
$\rho_{d0}(1+\omega_f)$		g/cm^3	2.048	2.011
D		%	99.8	100.8

[例 6-2] 现场测得压实后湿密度 $\rho_d(1+\omega_f)=2.011g/cm^3$，然后用同样方法取得现场填筑土料，并分成 3 份：

(1)第一份土料，标准击实后测得湿密度 $\rho_{d1}(1+\omega)=1.995g/cm^3$，因 $Z=0$，换算湿密度 $\rho_{d1}(1+\omega_f)=1.995g/cm^3$；

(2)第二份土料，增加湿含水率 $Z=2\%$，标准击实后测得湿密度 $\rho_{d2}(1+\omega)=2.01g/cm^3$，换算湿密度 $\rho_{d2}(1+\omega_f)=1.975g/cm^3$；

(3)第三份土料因 $\rho_{d2}(1+\omega_f)<\rho_{d1}(1+\omega_f)$，增加含水率 $Z=-2\%$，标准击实后测得湿密度 $\rho_{d3}(1+\omega)=1.945g/cm^3$，换算湿密度 $\rho_{d3}(1+\omega)=2.036g/cm^3$；

(4)根据三点击实资料绘制 $\rho_d(1+\omega_f)\sim Z$ 关系图(见图 6-2)，并由图 6-2 解得 $\rho_{d\max}(1+\omega_f)=1.996g/cm^3$，$Z_m=0.31\%$，以此资料为基础按式(6-17)求解压实度，即 $\rho_d(1+\omega_f)/[(\rho_{d\max}(1+\omega_f)]=2.011/1.996=100.8\%$。结果见表 6-2。

求解含水率与最优含水率之差。由式(6-20)，当 $Z=0$ 时，$\omega_{op}=\omega_f$；当 $Z\neq0$ 时，只要知道 ω_{op}，含水率 $\omega_{op}-\omega_f$ 也就解决了。解决 ω_{op} 的方法，可根据工程施工中对填筑土料以往的标准击实试验资料，用统计方法绘制 $\rho_{d\max}(1+\omega_{op})\sim\omega_{op}$ 关系曲线如图 6-3 所示。

根据由图 6-2 解得 $\rho_{d\max}(1+\omega_{op})$ 和 Z_m 资料，按式(6-21)计算出 $\rho_{d\max}(1+\omega_{op})$ 值。再由该 $\rho_{d\max}(1+\omega_{op})$ 值在图 6-3 上查得或由式(6-22)解析出 ω_{op} 值。

$$y=0.000\,08x^2-0.015x+2.261\,7 \tag{6-22}$$

式中 y 为 $\rho_{d\max}(1+\omega_{op})$，$x$ 为 ω_{op}。

6.2.3.3 三点快速击实法与常规击实试验方法的应用与比较

三点快速击实方法的特点是，只作三点标准击实，不测含水率，得最大湿密度及换算最大湿密度值，与现场压实湿密度之比，

得压实度结果。对不均匀土料，实现最大密度与现场压实密度土性一致，并快速作出质控结论，它在理论上是合理的。为了验证该方法的精度，特进行对比试验，用不同土料按三点快速击实法做了13组试验，并用相应土料由两个试验室(YRC和XECC)同时用常规标准做击实试验，用烘干法测定含水率，由最大湿密度计算各自最大干密度的常规方法同样进行13组，目的是将两种方法分别进行比较。具体资料如表6-3所示。

由表6-3资料看出，两种方法的最大湿密度相比，YRC资料差值在0～0.042t/m^{3}之间，平均值为0.006t/m^3，XECC资料在0.001～0.09t/m^{3}之间，平均值为0.010t/m^3；由最大干密度相比，YRC资料差值在－0.008～0.026t/m^{3}之间，平均值为－0.001t/m^3；XECC资料在－0.004～0.038t/m^{3}之间，平均值为0.010t/m^3。该资料表明，两种方法相比差值较小，绝大多数在允许误差范围之内，表明三点快速击实法是一种精度满足要求的方法，且能及时、快速地作出质评结果，故用此方法进行质控是可行的。

6.2.4 快速测含水率与三点快速击实结合法

当前快速测定含水率的方法较多，比较流行的室内多用微波炉法，现场多使用碳化钙法、中子法等。故用西尔夫的三点击实湿密度，并用快速法测出3个含水率和现场压实湿密度的含水率，则得到干密度，根据三点击实资料绘制$\rho_d \sim \omega$关系曲线图，即解最优含水率和最大干密度，与压实干密度比较，得质量评定结果。该方法同常规方法，这里从略。

6.3 小结

前面介绍的四种方法，各有其特点和可用之处，其中第一种多点移动平均值法，使用了超前资料，不需立即进行击实试验，是一种近似快速方法，但小浪底工程土料性质变化较大，且无一定规

表 6-3　三点快速法与常规法比较

组号	三点快速击实			普氏标准击实			普氏标准击实			差值			
	①			②			③			$\Delta\rho_{\omega\,max}$(t/m³)		$\Delta\rho_{d\,max}$(t/m³)	
	$\rho_{\omega\,max}$(t/m³)	ω(%)	$\rho_{d\,max}$(t/m³)	$\rho_{\omega\,max}$(t/m³)	ω(%)	$\rho_{d\,max}$(t/m³)	$\rho_{\omega\,max}$(t/m³)	ω(%)	$\rho_{d\,max}$(t/m³)	①－②	①－③	①－②	①－③
1	2.017	18.4	1.704	2.037	20.2	1.695	2.033	19.1	1.707	－0.020	－0.016	0.009	－0.003
2	1.990	19.0	1.672	1.986	18.7	1.673	2.010	19.5	1.682	0.004	－0.020	－0.001	－0.010
3	1.997	19.7	1.668	2.006	18.0	1.700	2.001	18.6	1.687	－0.009	－0.004	－0.032	－0.019
4	2.014	18.1	1.705	2.021	18.8	1.701	2.015	19.5	1.686	－0.007	－0.001	0.004	0.019
5	2.029	19.8	1.694	1.989	18.6	1.677	2.004	19.9	1.671	0.040	0.025	0.017	0.023
6	2.049	19.3	1.718	2.028	19.0	1.704	2.013	19.8	1.680	0.021	0.036	0.014	0.038
7	2.018	18.2	1.707	2.021	17.2	1.724	2.032	17.8	1.725	－0.003	－0.014	－0.017	－0.018
8	2.018	18.6	1.702	2.018	18.0	1.710				0.000		－0.008	
9	2.019	22.0	1.665	1.999	19.0	1.680	1.979	20.8	1.638	0.020	0.040	－0.015	0.027
10	2.030	19.9	1.693	2.017	20.3	1.677	1.992	20.0	1.660	0.017	0.038	0.016	0.033
11	2.020	19.4	1.692	2.027	19.8	1.692	2.026	19.3	1.696	－0.007	－0.006	0.000	－0.004
12	2.025	21.3	1.670	1.983	20.6	1.644	2.001	19.8	1.670	0.042	0.024	0.026	0.000
13	2.029	19.0	1.705	2.052	18.6	1.730				－0.023		－0.025	
平均	2.020	19.4	1.692	2.014	19.0	1.693	2.010	19.5	1.682	0.006	0.010	－0.001	0.010

注：①、②YRC是以意大利英波吉洛公司为责任方的黄河承包商试验室资料；③XECC为黄河小浪底建设公司试验室资料。

律，往往控制指标 $\rho_{d\max}$ 的土料和现场测 ρ_d 的土料有出入，土料不是一一对应，精度稍差；第二种方法利用以往资料，经统计方法提供了液限含水率和最大干密度、液限含水率与最优含水率资料，当对现场压实土料 ρ_d 时，还要测定液限含水率，可查得最大干密度和最优含水率，用此指标对压实质量作出鉴定，不进行击实试验，是一种快速方法，但是在统计资料的基础上，是一种近似方法；第三种西尔夫三点快速击实法和第四种三点快速击实法和快速测含水率结合法在原理上是一致的，前者不测含水率，只用三点击实湿密度，能获得压实度及现场含水率与最优含水率差值的鉴定结果，后者不但使用三点击实湿密度，还用快速法测定了含水率，可获得最大干密度和最优含水率资料，该方法和传统方法相同。相比之下，第三、第四种方法快速，ρ_d 和 $\rho_{d\max}$ 两种试验的土料一一对应，土性一致、可比性强、精度高。总之，认为三点快速击实法和三点快速击实法与快速测定含水率结合法较为适用。

参 考 文 献

[1] United States Department of the Interior Bureau of Reclamation. Procedure for Perfoming Rapid Method of Construction Controp, USBR7240—89

[2] 杨荫华. 土石料压实和质量控制. 北京：水利电力出版社，1992

[3] 郭庆国，戴兵，等. 结合小浪底土料谈几种质控方法的特点及应用. 土石坝工程，1997(4)

[4] 郭庆国，马红梅，等. 一种合理快速质控方法的原理与应用. 大坝观测与土工测试，1998(2)

第七章　超径粗粒土最大干密度的近似测定方法

7.1　引言

实践证明，无黏性粗粒土具有容重大、抗剪强度高、沉陷变形小、透水性强等特性，是一种工程性能良好的天然建筑材料，在水利水电土石坝工程中，多填筑于坝壳棱体，担负抗滑稳定作用。

在无黏性粗粒土填筑中，自重型振动碾应用后，碾压土层增厚(0.8～1.5m)，上坝料粒径增大(d_{max}=800～1 000m)，压实效果好、工效高，使高土石坝、堆石坝、面板堆石坝发展较快，超径粗粒土也成为主要筑坝材料。

该类土的填筑标准，多采用相对压实度 $Dr=\rho_{d\,max}(\rho_d-\rho_{d\,min})/[\rho_d(\rho_{d\,max}-\rho_{d\,min}]$)，也有人提出用压实度 $D=\rho_d/\rho_{d\,max}$，即使填筑后的土体密度 ρ_d 必须满足设计采用的某一相对压实度或某一压实度要求。两种标准的定义不同，数值也不同，如当 Dr 为0.7时，D 约为0.95，无论采用何种标准，皆要首先测出最大干密度，所以最大干密度在确定填筑控制标准和填筑质量中至关重要。

至于最大干密度的测定方法，各国大体相同，即最大干密度用振动法效果好，如中国、苏联、美国、西德等采用振动台法，英国、瑞典等采用振动夯法。但是由于设备的限制，只能测定最大粒径在某一范围内的粗粒土，如我国 SD128—87 规程允许最大粒径 $d_{max}\leqslant$60mm，美国 ASTM49—69 为 $d_{max}\leqslant$76.2mm，瑞典国家标准试样筒内径为 150mm，若按 $D/d_{max}=5$ 计，$d_{max}=300$mm 等。

而上坝料的粒径大，如克孜尔上坝砂卵石 $d_{max}=300mm$，碧口上坝堆石 $d_{max}=800mm$，石头河上坝砂卵石 $d_{max}=800mm$，西北口上坝堆石 $d_{max}=800mm$，小浪底上坝堆石 $d_{max}=1\ 000mm$等。显然，试验用料与上坝料间差异较大，难以用室内试验成果为设计和施工确定压实指标和填筑控制标准，尤其面对高土石坝、堆石坝、面板堆石坝迅速发展的今天，如何确定超径粗粒土的最大干密度，是亟待解决的现实问题之一。为此，许多学者曾进行过研究，如R.J.Stephenson采用大型振动台进行过试验研究，R. J. Frost(1972)提出剔除超径料的系列延伸法，史彦文(1981)提出相似级配系列延伸法，刘贞草提出双曲线函数等，以期由小径料延伸出大径料的最大干密度结果。但是，由于影响密度的因素较多，即使压实方法、参数、功能相同，还受土料本身最大粒径、粗料含量、颗粒性质等的影响。若仅从最大粒径与最大干密度关系($\rho_{d\,max}\sim d_{max}$)延伸出大径料的最大干密度，则忽视了由最大粒径(粗粒上限)的增大引起粗料含量($d>5mm$ 颗粒含量)P_5 的增大(相似法和剔除法皆存在此问题)，涉及密度变化，必然导致成果的片面性和不规律性，仍未能获得满意的结果。笔者进行了一些试验研究，总结出粗料含量、最大粒径对密度特性影响的变化规律，及 $\rho_{d\,max}\sim P_5$ 与 $\rho_{d\,min}\sim P_5$ 和 $\rho_{d\,max}\sim d_{max}$ 与 $\rho_{d\,min}\sim d_{max}$ 关系的相似性，$\rho_{d\,max}=f(\rho_{d\,min},\Delta\rho_d)$，并认为超径粗粒土的最小干密度 $\rho_{d\,min}$ 用松填法总是可以测定的。在此基础上提出了确定超径粗粒土最大干密度的近似测定方法，现介绍如下，以供读者在工程应用和研究中参考。

7.2 最大、最小干密度的试验条件

本节中所述的最大、最小干密度，是对某一具体试料按SD128—29—87或 $ASTM_{D4253}$ 规程中相对压实度试验所规定的条

件，用振动台振动法测得的密度为最大干密度 $\rho_{d\max}$，用松填法测得的密度为最小干密度 $\rho_{d\min}$。

试验用料包括碧口、石头河、克孜尔土石坝所用的砂卵石。试验中为了使试料符合规程要求，对超径料（$d>60$mm 的颗粒）分别按剔除法（全量代替）、等量代替法（在 $d>5$mm 中代替，保持 P_5 不变）、相似级配法（不均匀系数不变）进行了处理，测定了不同最大粒径 d_{max}（100mm、80mm、60mm、40mm、20mm）、不同粗粒含量 P_5（30%、50%、60%、70%、80%、100%）各种试料的 $\rho_{d\max}$、$\rho_{d\min}$ 值。

7.3 影响粗粒土密度特性的主要因素及变化规律

无黏性粗粒土是由大小不等、性质不一的颗粒机械组合而成的粒状结构的散粒体，一般由粗颗粒形成骨架，细颗粒充填孔隙，充填得越好密度越高，所以决定粗粒土密度特性的因素除了压实方法之外，主要还是决定于粗粒土本身的颗粒组成，即粗料含量、最大粒径、颗粒的性质和形状等内在因素。这里着重从粗料含量、最大粒径等主要因素对最大、最小干密度的影响等资料看，有如下特征和变化规律：

（1）由图 7-1 看出，尽管各粗粒土的产地、性质、最大粒径等不同，但反映在 $\rho_{d\max}\sim P_5$ 与 $\rho_{d\min}\sim P_5$ 关系上有相似的规律，即两者皆有明显的峰值。在峰点前密度随粗料含量的增大而增大，因为在此段细料占主体；当粗料含量增至峰点时，粗料颗粒形成完整的骨架，细料又能填满孔隙，出现密度值最大，此点也标志出粗、细料含量比例最佳，称为最优粗料含量，用〔P_5〕表示；在峰点以后，$P_5>$〔P_5〕，由于粗粒含量增大，孔隙增大，相应细料含量减少，填不满粗料孔隙，具有架空料之特色，出现密度随粗料含量增大而减小。

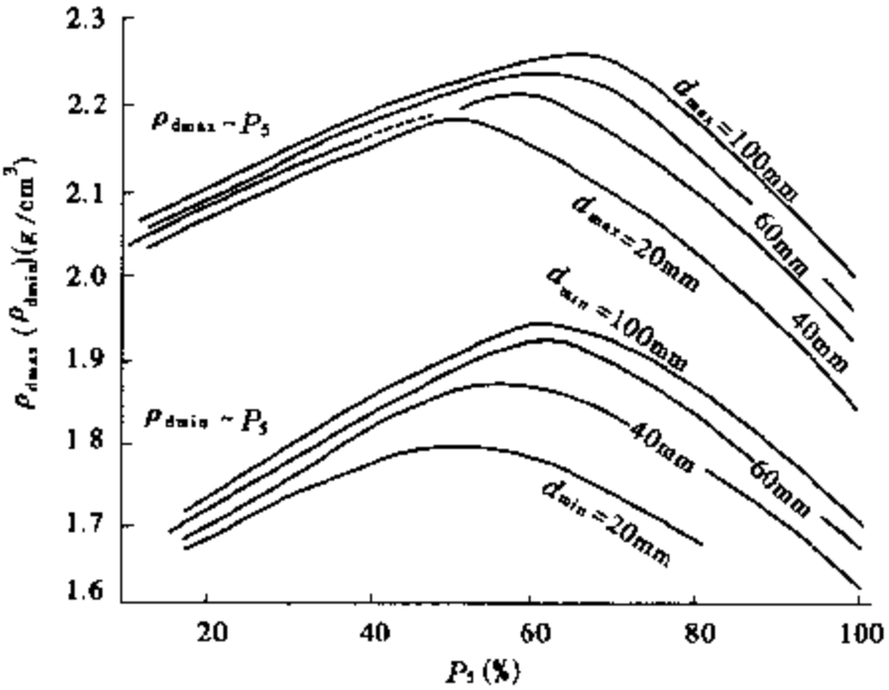


图 7-1　最大、最小干密度与粗料含量关系

(2)对同一地区、同一 d_{max} 的粗粒土，不仅 $\rho_{d\,max} \sim P_5$ 与 $\rho_{d\,min} \sim P_5$ 关系相似，而且〔P_5〕值也基本接近.说明同一地区、同一 d_{max} 的粗粒土，它们的基本性质相似，尤其在同一粗料含量情况下，级配也基本一致，此时粗、细料相互充填的机理一致，正如图 7-1 和表 7-1 资料所反映的各 P_5 点的 $\Delta\rho_d = \rho_{d\,max} - \rho_{d\,min}$ 值基本接近。

(3)在同一地区不同 d_{max} 的各粗粒土中，它们各自对应的 $\rho_{d\,max} \sim P_5$ 与 $\rho_{d\,min} \sim P_5$ 关系仍然相似，只是反映在 d_{max} 不同各粗粒土的 $\rho_{d\,max} \sim P_5$ 及 $\rho_{d\,min} \sim P_5$ 之间，〔P_5〕值略有不同，并随 d_{max} 的增大略有增高。据许多资料统计，对 d_{max} 为 600mm 的砂砾石，〔P_5〕一般在 65%～75%之间，对 d_{max} 为 400mm 的砂卵石，〔P_5〕一般在 70%～80%之间。其原因是，当最大粒径增大时，粗粒上限增大，大小颗粒相互充填的机理增多，粗、细颗粒的分界粒径有可能随 d_{max} 的增大而增大，若仍用 $d = 5$mm 的粒径作为粗、细颗粒的区分粒径，必然出现〔P_5〕值随 d_{max} 的增大而增高。

表 7-1　不同料场 P_5、d_{max} 粗粒土的 $\Delta\rho_d$ 资料

碧口砂卵石	粗料含量 P_5(%)		60	65	70	75	80	85	90	$\Delta\rho_d$
	何家湾料场 $\Delta\rho_d$		0.250	0.260	0.270	0.270	0.270	0.300	0.280	0.271
	早阳坝阶地料场 $\Delta\rho_d$		0.340	0.350	0.350	0.350	0.340	0.320	0.310	0.337
	左石头地料场 $\Delta\rho_d$		0.200	0.220	0.260	0.200	0.180	0.210	0.200	0.210
	右坝肩料场 $\Delta\rho_d$		0.240	0.230	0.220	0.220	0.220	0.230	0.240	0.239
	百花寺料场 $\Delta\rho_d$		0.250	0.250	0.250	0.270	0.300	0.280	0.260	0.266
	检家坪料场 $\Delta\rho_d$		0.260	0.270	0.280	0.290	0.290	0.300	0.300	0.284
	左石头地料场 $\Delta\rho_d$		0.180	0.190	0.220	0.250	0.260	0.250	0.250	0.229
克孜尔砂卵石	料场 1#	粗料含量 P_5(%)	20	40	50	60	70	80	100	
		d_{max}20mm 料 $\Delta\rho_d$	0.394	0.397	0.438	0.434	0.441	0.437	0.428	0.424
		d_{max}40mm 料 $\Delta\rho_d$	0.393	0.389	0.383	0.402	0.429	0.411	0.447	0.405
		d_{max}60mm 料 $\Delta\rho_d$	0.388	0.388	0.379	0.385	0.427	0.397	0.453	0.402
		$\Delta\rho_d$ 平均值	0.392	0.391	0.400	0.407	0.432	0.415	0.443	0.410
	料场 2#	粗料含量 P_5(%)	30	53	63	73	83	100		
		d_{max}40mm 料 $\Delta\rho_d$	0.360	0.351	0.377	0.379	0.343	0.275		0.348
		d_{max}60mm 料 $\Delta\rho_d$	0.368	0.362	0.386	0.410	0.355	0.297		0.363
		d_{max}80mm 料 $\Delta\rho_d$	0.360	0.361	0.390	0.396	0.368	0.323		0.366
		$\Delta\rho_d$ 平均值	0.363	0.358	0.384	0.395	0.355	0.298		0.359
石头河砂卵石	d_{max}(mm)		10	20	40	60	80	100		
	相似法级配	粗料含量 P_5(%)	30.5	50.0	59.5	63.0	67.0			
		$\Delta\rho_d$	0.389	0.388	0.341	0.340	0.337			0.359
	剔除法级配	粗料含量 P_5(%)		31.5	43.5	50.0	54.0	58.4		
		$\Delta\rho_d$		0.375	0.355	0.352	0.333	0.321		0.347
	等量代替法级配	粗料含量 P_5(%)		78	78	78	78	78		
		$\Delta\rho_d$		0.375	0.384	0.405	0.422	0.431		0.402

注：①表中 $\Delta\rho_d = d_{dmax} - \rho_{dmin}$(g/cm³)；②碧石料 d_{max}为 60mm；③碧口料振动时试样上无附加荷重；④石头河资料引自文献[8]。

(4)同时图 7-2 和表 7-1 资料也表明，对同一地区、同一类型

的粗粒土，其密度随 d_{max} 的不同而不同，尤其是当 P_5 相同时，$\rho_{d\,max} \sim d_{max}$ 与 $\rho_{d\,min} \sim d_{max}$ 关系曲线的形式相似，并且由表 7-1 资料，各 d_{max} 点 $\Delta\rho_d = \rho_{d\,max} - \rho_{d\,min}$ 值也比较接近，这是它的特征之所在。至于 ρ_d 随 d_{max} 的变化规律：当 P_5 不变时，由于 d_{max} 增大，粒径增多，大小颗粒相互充填的机理增大，则 $\rho_{d\,max}$（$\rho_{d\,min}$）随 d_{max} 的增大而增大；当 d_{max} 增大引起 $P_5 > [P_5]$ 时，密度将随 d_{max}（P_5）的增大而减小。但不论怎样，同一类型的粗粒土，它的 $\rho_{d\,max} \sim d_{max}$ 与 $\rho_{d\,min} \sim d_{max}$ 仍然有较好的相似规律。

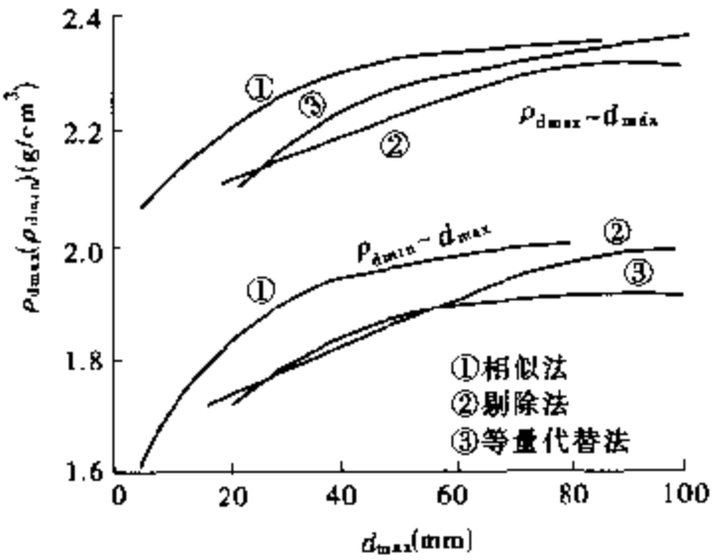


图 7-2　最大、最小干密度与最大粒径关系

(5)综上所述，最大密度、最小密度之间有如下函数关系

$$\rho_{d\,max} = \rho_{d\,min} + \Delta\rho_d \tag{7-1}$$

$$\Delta\rho_d = \rho_{d\,max} - \rho_{d\,min} \tag{7-2}$$

式中，$\rho_{d\,min}$ 为最小干密度，主要体现了粗粒土的颗粒组成、形状、性质及粗、细颗粒相互充填的综合效应；$\Delta\rho_d$ 主要体现了粗粒土承受振动台的振动力、附加荷重的静压力作用引起的密度增量；$\rho_{d\,max}$ 为最大干密度，是 $\rho_{d\,min}$ 与 $\Delta\rho_d$ 之和，既体现颗粒组成的固有特性，又体现振动力和静压力共同作用的结果。

(6)当压实方法、压实功能(同一要求振动台和参数)相同时,对同一地区、同一类型的粗粒土而言,它们之间的 $\Delta\rho_d = \rho_{d\max} - \rho_{d\min}$ 值基本接近,虽有差别,其差值甚小,多在一般粗粒土试验要求误差范围之内(如表 7-1、图 7-1、图 7-2 所示),尤其是当 d_{max} 相同、不同 P_5 的各粗粒土之间或 P_5 相同、不同 d_{max} 的各粗粒土之间,$\Delta\rho_d = \rho_{d\max} - \rho_{d\min}$ 值基本接近,根据这一特征则有如下关系式

$$\Delta\rho_d = \rho_{d\max} - \rho_{d\min} \doteq \rho'_{d\max} - \rho'_{d\min} \tag{7-3}$$

7.4 确定无黏性超径粗粒土最大干密度的近似测定方法

根据上述不同粗料含量、不同最大粒径粗粒土的最大、最小干密度特性及变化规律,建议用如下方法确定超径粗粒土的最大密度:

(1)基本方程:

$$\rho_{d\max} = \rho_{d\min} + \Delta\rho_d \doteq \rho_{d\min} + (\rho'_{d\max} - \rho'_{d\min}) \tag{7-4}$$

(2)$\rho_{d\min}$ 为超径粗粒土的最小干密度,测定时先根据具体土料选定或建置符合要求的试样筒或规则的试坑($D \geqslant 5d_{max}$),然后对原级配料用松填法测出最小干密度。

(3)$\rho'_{d\max}$、$\rho'_{d\min}$ 分别为模拟级配料(按 SD128—87 规程对超径颗粒处理后的试料,$d_{max} = 6mm$)的最大、最小干密度。测定方法按 SD128—29—87 规程,即对 $\rho_{d\max}$ 用振动台振动法测得(亦可用振动夯法,该法在瑞典、英国早已列入国家标准,中国水利水电科学研究院、西北勘测设计院、昆明勘测设计院已开始应用),$\rho_{d\min}$ 用松填法测得。

(4)将实测的 $\rho'_{d\max}$、$\rho'_{d\min}$ 和 $\rho_{d\min}$ 代入式(7-4),即可得到所求的无黏性超径粗粒土的最大干密度 $\rho_{d\max}$。

7.5 利用粗粒土实测资料对本节所提方法的验证

为了论证该方法的可行性，这里利用现规程范围内的实测资料，即用较小粒径粗粒土的 $\rho'_{d\,max}$、$\rho'_{d\,min}$ 和较大粒径粗粒土的 $\rho_{d\,min}$ 等实测值，按式(7-4)计算出大粒径粗粒土最大干密度的计算值 $\rho^0_{d\,max}$，与大粒径粗粒土最大干密度的实测值 $\rho_{d\,max}$ 比较，具体数据如表 7-2、表 7-3 所示。

表 7-2 最大密度的实测值与式(7-4)计算值比较(一)

比较类型	d_{max} (mm)	密度 (g/cm^3)	P_5(%)							绝对值平均
			20	40	50	60	70	80	100	
由 20 确定 40 $\rho_{d\,max}$	20	$\rho'_{d\,max}-\rho'_{d\,min}$	0.394	0.397	0.438	0.434	0.441	0.437	0.428	
	40	$\rho_{d\,min}$	1.700	1.813	1.863	1.869	1.816	1.792	1.627	
	40	$\rho^0_{d\,max}$	2.094	2.210	2.301	2.303	2.257	2.229	2.055	
	40	$\rho_{d\,max}$	2.093	2.202	2.246	2.271	2.245	2.203	2.074	
	40	$\rho_{d\,max}-\rho^0_{d\,max}$	−0.001	−0.008	−0.055	−0.032	−0.012	−0.026	0.019	0.021 8
由 20 确定 60 $\rho_{d\,max}$	20	$\rho'_{d\,max}-\rho'_{d\,min}$	0.394	0.397	0.438	0.434	0.441	0.437	0.438	
	60	$\rho_{d\,min}$	1.715	1.825	1.872	1.914	1.870	1.850	1.644	
	60	$\rho^0_{d\,max}$	2.109	2.225	2.310	2.348	2.311	2.287	2.072	
	60	$\rho_{d\,max}$	2.103	2.216	2.251	2.299	2.297	2.247	2.097	
	60	$\rho_{d\,max}-\rho^0_{d\,max}$	0.006	−0.009	−0.059	−0.049	−0.014	−0.040	0.025	0.029
由 40 确定 60 $\rho_{d\,max}$	40	$\rho'_{d\,max}-\rho'_{d\,min}$	0.393	0.389	0.383	0.402	0.429	0.411	0.497	
	60	$\rho_{d\,min}$	1.715	1.828	1.872	1.914	1.870	1.850	1.644	
	60	$\rho^0_{d\,max}$	2.108	2.217	2.255	2.316	2.299	2.261	2.091	
	60	$\rho_{d\,max}$	2.103	2.216	2.251	2.299	2.297	2.247	2.097	
	60	$\rho_{d\,max}-\rho^0_{d\,max}$	0.005	0.001	0.004	0.017	0.002	0.014	0.006	0.007

表 7-2、表 7-3 列举的 39 组资料表明，按式(7-4)计算出的最大干密度与实测最大干密度，两者的差值在 0.001～0.059 之间，平均值为 0.018，其中大于 0.03 的有 5 个，占 12.3%，差值在 0.001～0.03 之间的有 34 个，占 87.2%。说明用本文提供的方法确定出的最大干密度值与实测值比较接近，是一种有效的方法，为确定超径粗粒土的最大干密度提供了一个良好的途径。

表 7-3　最大密度的实测值与式(7-4)计算值比较(二)

比较类型	d_{max} (mm)	密度 (g/cm^3)	P_5(%)						绝对值平均
			30	53	63	73	83	100	
由 40 确定 60 $\rho_{d\,max}$	40	$\rho'_{d\,max}-\rho'_{d\,min}$	0.361	0.351	0.377	0.379	0.343	0.275	
	60	$\rho_{d\,min}$	1.870	1.921	1.916	1.827	1.805	1.655	
	60	$\rho^0_{d\,max}$	2.231	2.272	2.336	2.206	2.148	1.930	
	60	$\rho_{d\,max}$	2.238	2.283	2.302	2.237	2.160	1.952	
	60	$\rho_{d\,max}-\rho^0_{d\,max}$	0.007	0.011	-0.036	0.031	0.021	0.022	0.021
由 40 确定 80 $\rho_{d\,max}$	40	$\rho'_{d\,max}-\rho'_{d\,min}$	0.361	0.351	0.377	0.379	0.343	0.275	
	80	$\rho_{d\,min}$	1.881	1.930	1.943	1.877	1.827	1.664	
	80	$\rho^0_{d\,max}$	2.242	2.281	2.320	2.256	2.165	1.939	
	80	$\rho_{d\,max}$	2.241	2.291	2.333	2.273	2.190	1.987	
	80	$\rho_{d\,max}-\rho^0_{d\,max}$	-0.001	0.010	0.013	0.017	0.025	0.048	0.019
由 60 确定 80 $\rho_{d\,max}$	60	$\rho'_{d\,max}-\rho'_{d\,min}$	0.368	0.362	0.386	0.410	0.355	0.297	
	80	$\rho_{d\,min}$	1.881	1.930	1.943	1.877	1.822	1.664	
	80	$\rho^0_{d\,max}$	2.249	2.292	2.329	2.287	2.177	1.961	
	80	$\rho_{d\,max}$	2.241	2.291	2.333	2.273	2.190	1.987	
	80	$\rho_{d\,max}-\rho^0_{d\,max}$	-0.008	-0.001	0.004	-0.014	0.013	0.026	0.011

7.6　工程应用实例

[例 7-1]　克孜尔坝壳超径(d_{max}=300mm)砂卵石用本章方

法确定的最大干密度与坝体振动碾压实后实测的干密度比较。

(1)根据本章方法,由模拟级配($d_{max}=60mm$)砂卵石实测的$\rho'_{d\,max}$、$\rho'_{d\,min}$和由原级配($d_{max}=300mm$)超径砂卵石实测的$\rho_{c\,min}$,按式(7-4)确定出$\rho_{d\,max}$(见表7-4)。

表7-4 克孜尔超径砂卵石确定最大干密度资料

级配类型	d_{max} (mm)	$\rho_{d\,max}$、$\rho_{d\,min}$ (g/cm³)	P_5(%)						
			30	40	50	60	70	80	100
模拟级配	60	$\rho'_{d\,max}$	2.103	2.216	2.251	2.299	2.297	2.247	2.097
	60	$\rho'_{d\,min}$	1.715	1.828	1.872	1.914	1.870	1.850	1.644
	60	$\rho'_{d\,max}-\rho'_{d\,min}$	0.388	0.388	0.379	0.385	0.427	0.397	0.453
原级配	300	$\rho_{d\,min}$	1.764	1.884	1.940	1.980	1.990	1.950	1.743
	300	$\rho_{d\,max}$	2.152	2.272	2.319	2.365	2.417	2.347	2.196

(2)$d_{max}=300mm$的超径砂卵石填筑于克孜尔土石坝的上、下游坝壳,逐层用135kN重型振动碾压实后,据63组实例资料统计,粗料含量$P_5=62.3\%\sim82.5\%$,平均值为74.05%,干密度在2.233~2.34g/cm³之间,平均值为2.289g/cm³。

(3)将上述坝体压实后干密度($\rho_d=2.233\sim2.34g/cm^3$,平均2.289g/cm³)与表7-4中粗料含量相当于60%~80%时的最大干密度(在2.347~2.417g/cm³之间,平均2.38g/cm³)比较,坝体密度比表7-4中确定的最大干密度略低,用平均值计算,相对密度为0.81,压实度为0.96,从而证明了这些数据是符合一般规律的,是合理的。

[例7-2] 石头河超径砂卵石($d_{max}=400mm$)用本章方法确定的最大干密度与坝体用振动碾压实后实测干密度比较。

(1)根据本章方法,利用三种模拟级配分别测定的$\rho'_{d\,max}$、$\rho'_{d\,min}$和对原级配超径砂卵石($d_{max}=400mm$)实测的$\rho_{d\,min}$,按式

(7-4)确定出 $\rho_{d\max}$，成果见表 7-5。

(2)填筑于石头河土石坝壳的超径砂卵石，逐层用 140kN 重型振动碾压实后的实测资料统计，干密度在 2.23～2.35g/cm^3 之间，平均值为 2.323g/cm^3。另外经对石头河多年沉积超径砂卵石的干密度测定结果，其值在 2.23～2.44g/cm^3 之间，平均值为 2.332g/cm^3。

表 7-5　石头河超径砂卵石确定最大干密度资料

级配	d_{max} (mm)	$\rho_{d\max}$、$\rho_{d\min}$ (g/cm^3)	室内模拟级配对超径处理分类		
			相似级配法	剔除法	等量代替法
模拟级配	60	$\rho'_{d\max}$	2.330	2.268	2.300
	60	$\rho'_{d\min}$	1.990	1.916	1.895
	60	$\rho'_{d\max}-\rho'_{d\min}$	0.340	0.352	0.405
原级配	400	$\rho_{d\min}$	2.040	2.040	2.040
	400	$\rho_{d\max}$	2.380	2.392	2.445

(3)将填筑于坝体的干密度值与表 7-5 中用本章方法确定的最大干密度值进行比较，基本是合理的。在三种模拟级配中略有差异：①用相似级配资料确定的最大干密度衡量坝体填筑效果，则相对密度为 0.85，压实度为 0.98；②用剔除法模拟级配资料确定最大干密度时，则坝体填筑后的相对密度为 0.83，压实度为 0.97；③用等量代替法模拟级配资料确定最大干密度时，则坝体填筑后的相对密度为 0.74，压实度为 0.95。显然三种不同模拟级配方法获得的结果不同，相差较大，相比之下，相似级配法保持模拟级配与原级配料的不均匀系数不变，对超径粗粒土大小颗粒相互充填的机理影响较小，故在超径粗粒土的级配模拟中用相似级配要好一些。

总之，由上述两个工程的应用实例表明，用本章提出的确定超径粗粒土最大干密度的方法，数据较为合理，方法是可行的。

7.7 小结

(1)决定无黏性粗粒土密度特性的因素,除了压实方法之外,主要决定于它全身的颗粒组成、形状、性质及大小颗粒相互填充的效果。

(2)不同地区、不同类型的粗粒土,它们各自的 $\rho_{d\max} \sim P_5$ 与 $\rho_{d\min} \sim P_5$ 关系皆有明显的峰点,呈单峰型。

(3)同一地区、同一类型的粗粒土,当压实方法相同时,不仅 $\rho_{d\max} \sim P_5$ 与 $\rho_{d\min} \sim P_5$ 关系相似,而且 $\rho_{d\max} \sim d_{\max}$ 与 $\rho_{d\min} \sim d_{\max}$ 关系也相似,各对应点的 $\Delta\rho_d = \rho_{d\max} \sim \rho_{d\min}$ 值基本接近。

(4)根据上述相似规律,最大、最小密度间具有如下的关系式:

$$\rho_{d\max} = \rho_{d\min} + (\rho_{d\max} - \rho_{d\min}) \doteq \rho_{d\max} + (\rho'_{d\max} - \rho'_{d\min}) \tag{7-5}$$

(5)根据上述关系式,通过实测的 $\rho'_{d\max}$、$\rho'_{d\min}$ 和 $\rho_{d\min}$,即可确定出超径粗粒土的最大干密度 $\rho_{d\max}$。

(6)经实测资料验证,用该方法确定出的最大干密度值与实际测定的最大干密度值基本一致,两者差别甚小,精度满足要求,为确定超径粗粒土的最大干密度提供了一个良好的途径。

(7)经克孜尔、石头河两土石坝的应用,用该方法确定的最大干密度与重型振动碾压后实测的干密度值比较,符合一般规律,精度满足要求,说明该方法是可行的。

(8)该方法中,$\rho_{d\min}$ 是对原级配料的实测结果,$\rho'_{d\max}$、$\rho'_{d\min}$ 是对模拟级配料的实测结果,是建立在实测资料基础之上的,对利用了现有规程方法和现有设备,具有设备简单之优点。

(9)该方法为利用超径粗粒土填筑高土石坝、堆石坝和其他工程确定设计密度指标和施工控制标准提供了行之有效的方法,尤

其是对可行性研究阶段、初步设计阶段、技术设计阶段(未开工工程不具备碾压条件)确定密度指标和填筑标准更具有实际意义。

参 考 文 献

[1] 水电部土工试验规程 SD128—87(第三分册). 北京:水利电力出版社,1989

[2] L. 福斯拉德. 土石填方振动压实. 甘杰贤,等译. 北京:人民交通出版社,1987

[3] Stephenson, R. J.. Relative Density Tests on Rock Fillat Carters Dam. ASTM STP523, 1973

[4] Frost, R. J.. Some Testing Experiences and Characterisics of Bouldas Gravel fill in Earth Dam. ASTM STP523, 1973

[5] 史彦文. 大粒径砂卵石最大密度的研究. 土木工程学报,1981(2)

[6] 刘贞草. 大粒径粗粒材料相对密度试验研究. 土石坝工程,1987(2)

[7] 郭庆国. 无凝聚性粗粒土的压实特性及压实参数. 大坝观测与土工测试,1984(1)

[8] 史彦文. 粗粒材料直剪强度模型规律. 西北水利科技,1989(1)

[9] 郭庆国,刘贞草. 超径粗粒土最大干密度的近似测定方法. 水利学报,1993(10)

附：

对测堆石原位密度附加质量法的应用与评价

1 引言

随着大型土石方机械、重型振动碾的应用，高土石坝、堆石坝发展很快，石料成为建坝主要材料。如小浪底水利枢纽工程的拦河大坝为黏土斜心墙堆石坝，最大坝高 154m，填筑工程量 5 185 万 m^3，其中堆石料 3 778 万 m^3，占 73%。堆石主要由石门沟砂岩开采，最大粒径 1 000mm，填筑层厚 100cm，用 17t 自引式振动平碾碾压 6 遍。压实后的密度既是反映压实效果的重要数据，又是坝体稳定（堆石为坝壳棱体，主要担负抗滑稳定作用）分析的重要力学指标，由此可见测定密度的重要性。

至于测定密度的方法，一般多用试坑灌水法，但因堆石最大粒径达 1 000mm，颗粒相互交错咬合，开挖试坑中大颗粒难以挖出，而且劳动强度大，费力、费时，往往挖掘出的颗粒偏小，使其测试结果不能反映实际。曾采用机械开挖，一是对周边扰动严重，二是挖的试坑太大和不规整，难以测定体积，并且粒径 500～1 000mm 的石块现场称重困难，亦得不到满意的结果。因此，国外工程多采用测沉降量（压实前后高程差）法或压实计法（在振动碾上安装加速度计）等方法，反映压实效果，虽满足机械化施工需要，但不能提供压实后密度指标。为了解决此问题，曾在小浪底工程大坝施工中采用一种新的、快速、无损的附加质量法，亦称测原位密度附加质量法（以下简称附加质量法）测定堆石密度。现将该方法的基本原理、应用情况简略介绍如下，以供读者参考和应用。

2 附加质量法的基本原理

土石体的密度是单位体积中土石料的质量，测定密度的实质主要是测体积和质量，附加质量法虽然不挖试坑，但仍然是以解决体积和质量为中心。其理论基础是以振动理论和现代电子技术为基础，通过研究，一是建立了单自由度线弹性振动体系与测试介质(土石体)振动体系等效的物理模型，解决参振介质的质量；二是利用集中质量的动能等于承压板下介质的动能，得出密度的解析式。

(1)求解密度的基本关系式。如式(1)所示

$$\rho = m_0/V = m_0/(Sh_0) \tag{1}$$

式中 ρ——土石体密度；

V——土石体体积(附加质量法参振介质体积)；

m_0——土石体质量(参振介质质量)；

S——土石体面积(质量为 m_0 时相应压板面积)；

h_0——土石体深度(质量为 m_0 时参振介质的有效深度)。

(2)理论模型。求解密度的振动体系与测试介质等效理论模型和试测装置如图 1 所示。自由度线弹性体系有如下关系

$$mZ + kZ = 0 \tag{2}$$

$$k = \omega^2 m \tag{3}$$

其中

$$\omega = 2\pi f \tag{4}$$

$$Z = A\sin(\omega + \varphi) \tag{5}$$

$$Z' = \mathrm{d}Z/\mathrm{d}t = A\omega\cos(\omega t + \varphi) \tag{6}$$

$$Z'' = \mathrm{d}^2Z/\mathrm{d}t^2 = -\omega^2 A\sin(\omega t + \varphi) = -\omega^2 Z \tag{7}$$

式中 ω、f——无阻尼振动圆频率、频率；

m、k——参振体质量、体系动刚度；

A、φ、t——质点振动的最大位移、初相位、时间。

(3)求解 m_0。求土石坝体参振体质量 m_0，需加一块刚性承

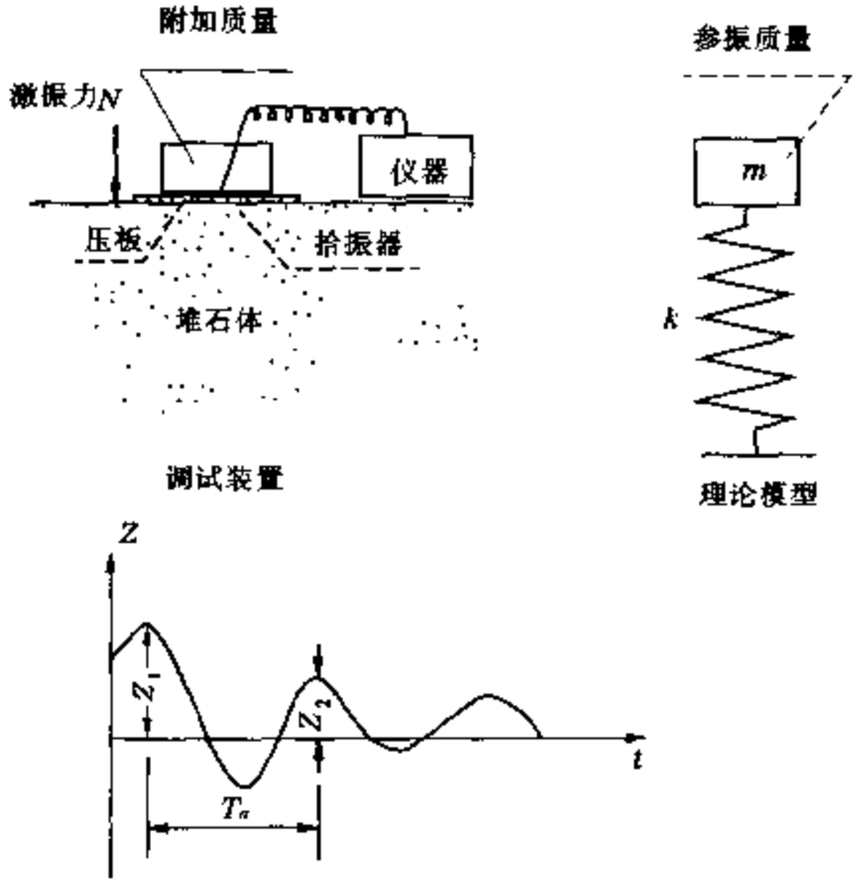


图 1　附加质量法的测试装置与理论模型

压板(面积 S)覆盖测点,并在承压板上加一定的附加质量块 Δm,由式(3)得式(8):

$$k = \omega^2(m_0 + \Delta m) \tag{8}$$

$$1/\omega^2 = (m_0 + \Delta m)/k \tag{9}$$

令　　$D = 1/\omega^2, k' = 1/k$

则

$$D = k'(m_0 + \Delta m) \tag{10}$$

$$m_0 = kD_0 \tag{11}$$

$$k = \Delta m/\Delta D = m_0/D_0 \tag{12}$$

式中　D——与附加质量 Δm 为线性关系,当 $\Delta m = 0, D = D_0$ 时,如图 2 所示。

(4)求解 h_0、ρ。h_0 为承压板下参振体有效深度,按集中质量

m_0 的动能 T_0 等于地表下连续介质(土石体)深度 Z 处、厚度为 dZ 薄片介质质量的动能 dT'_0 的一个无穷积分,数学模型见图 3,关系式为

$$T_0 = \int_0^{\infty} dT'_0 \tag{13}$$

$$T_0 = m_0 v_0^2/2 = m_0(Z_0\omega_0)^2/2 \tag{14}$$

$$dT_Z = v_Z^2 dm_Z/2 \tag{15}$$

$$dm_Z = S_Z \rho v_Z^2 dZ \tag{16}$$

式中 T_0、v_0、Z_0、ω_0——介质质量为 m_0 时的动能、纵波速度、深度、圆频率;

dT_Z、dm_Z、S_Z、v_Z——地表下 Z 深处厚度为 dZ 介质薄片的动能、质量、面积、纵波速度。

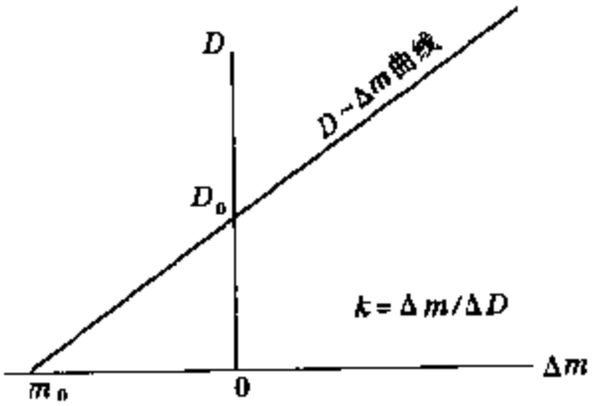


图 2 $D \sim \Delta m$ 关系图

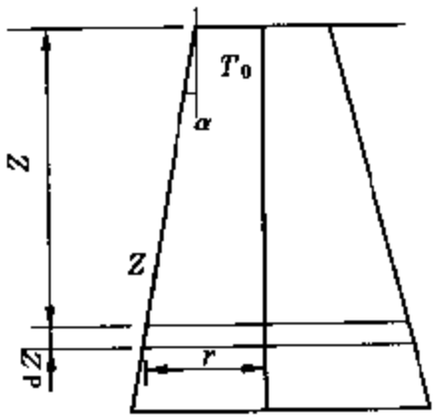


图 3 数学模型

积分结果:

$$h_0 = \lambda/(2K) \tag{17}$$

或

$$h_0 = v_p/(2Kf_0) \tag{18}$$

$$\rho = 2Km_0/(S\lambda) \tag{19}$$

或

$$\rho = 2Km_0 f_0/(Sv_p) \tag{20}$$

当承压板为方形时 $S = b^2$,则

$$\rho = 2Km_0/(b^2\lambda) \tag{21}$$

或 $$\rho = 2Km_0 f_0 /(b^2 v_p) \tag{22}$$

当承压板为圆形时 $S=\pi r^2$，则

$$\rho = 2Km_0 /(\pi r^2 \lambda) \tag{23}$$

或 $$\rho = 2Km_0 f_0 /(\pi r_0^2 v_p) \tag{24}$$

式中 K——系数(可通过试验率定得到)；

ρ、v_p、λ、f_0——介质密度、纵波速度、波长、频率；

m_0、S、b、r——介质质量，承压板面积、宽度、半径。

3 附加质量法在正常压实中的应用

在小浪底工程大坝填筑压实过程中，曾在应用附加质量法测定堆石料压实后原位密度的同时，也用附加质量法测定了黏性土和砂砾石料压实后的原位密度，并用常规试验方法测定了压实后土石体的原位密度。现将其成果列于表1、表2。

表1 砂砾石、堆石原位密度几种方法测试结果比较

测试方法		附加质量法	试坑灌水法(1)	试坑灌水法(2)	石料编号
原位密度(g/cm^3)	范围	2.314～2.351	2.338～2.339	2.338～2.364	1#砂砾石
	平均值	2.336	2.339	2.351	
	范围	2.245～2.400	2.373～2.403	2.373～2.403	2#砂砾石
	平均值	2.343	2.388	2.388	
	范围	2.049～2.279	2.190～2.193	2.172～2.191	堆石a
	平均值	2.167	2.192	2.186	

注：1.附加质量法由黄委设计院物探总队测定。

2.试验灌水法(1)由XECC试验室测定。

3.试坑灌水法(2)由YRC试验室测定。

4.承压板的面积为2.0m^2，激振锤质量为50kg，落距1m，一个附加质量块的质量为1 000kg。

由表1中堆石a料的资料看出，附加质量法测试密度平均值为2.167g/cm^3，与XECC试坑法测试资料比，相差0.025g/cm^3，

与 YRC 试坑法测试资料比，相差 0.019g/cm^3。

由表 1 中 1# 砂砾石资料看，附加质量法测试密度平均值为 2.336g/cm^3，与 XECC 试坑法测试资料比，相差 0.003g/cm^3，与 YRC 试坑法测试资料相差值为 0.015g/cm^3。由 2# 砂砾石资料看，附加质量测法测试密度平均值为 2.343g/cm^3，与试坑法测试密度值相比，差值为 0.045g/cm^3。

由表 2 黏性土测试资料看，CL4# 土附加质量法测试密度平均值为 2.016g/cm^3，与环刀法测试的资料相差 0.006g/cm^3，与核子密度仪测试资料相比差 0.014g/cm^3，与水袋法测试资料相差 0.066g/cm^3。由 CL5# 土测试资料看，附加质量法测试密度平均值为 2.065g/cm^3，与环刀法测试的资料相比，相差 0.039g/cm^3，与核子密度仪测试资料相差 0.019g/cm^3，与水袋法测试资料相差 0.008g/cm^3。由 CL6# 土测试资料看，附加质量法测试密度平均值为 2.056g/cm^3，与环刀法测试的资料相差 0.021g/cm^3，与核子密度仪测试资料相差 0.039g/cm^3，与水袋法测试资料相差 0.008g/cm^3。

表 2　黏性土原位密度几种方法测试结果比较

测试方法		附加质量法	环刀法	核子密度仪法	水袋法	土料编号
原位密度 (g/cm^3)	范围	1.872～2.159	1.995～2.045	2.002～2.047	1.915～1.985	CL4#
	平均值	2.016	2.022	2.030	1.950	
	范围	2.001～2.128	2.071～2.137	2.036～2.156	2.057	CL5#
	平均值	2.065	2.104	2.046	2.057	
	范围	2.037～2.075	2.000～2.070	1.990～2.043	2.032～2.068	CL6#
	平均值	2.056	2.035	2.017	2.048	

注：1. 附加质量法、核子密度仪法由黄委设计院物探总队测定。

2. 环刀法由 XECC 试验室测定。

3. 水袋法由 YRC 试验室测定。

4. 承压板面积为 0.283m^2，激振锤质量为 50kg，落距 1m，一个附加质量块的质量为 80kg 和 200kg。

上述资料表明，无论是用附加质量法测定堆石原位密度，还是测砂砾石、黏性土料原位密度，其测试结果皆在常规方法测试结果的变化范围之内。该种快速且无损填筑面的附加质量法可用做测定堆石及砂砾石、黏土原密度的测试方法，尤其是用做堆石密度测试方法，比常规试坑灌水法快速、省力、省时、劳动强度小，与测沉降量法相比，压实计法不仅能及时地反映压实效果，还能提供定量的密度指标值。

4 附加质量法在较特殊条件堆石体中的应用

为了更进一步了解附加质量法的特点，选用了两种特殊条件下的堆石料，一种是在推土机铺平中，大颗粒边缘较多，特选定了边部大块石比较集中，表面观察有明显架空现象的堆石 b；另一种堆石 c，是堆放在堆渣场的洞挖石渣料，不曾碾压。

如前述，分别用附加质量法和常规试坑灌水法测定了两种堆石料的原位密度，具体试验成果如表 3 所示。

由表 3 中堆石 b 资料看出，附加质量法测定密度值在 2.242～2.422g/cm^3 之间，平均值为 2.320g/cm^3；试坑灌水法测定的密度值在 2.012～2.162g/cm^3 之间，平均值为 2.063g/cm^3。其规律是每个测点皆是附加质量法测定的密度值大于试坑灌水法测定的密度值，就平均值而言，附加质量法大 0.257g/cm^3。其原因主要有以下几点：一是该堆石料大块石集中，表面观察明显有架空现象，试坑灌水尽量开挖约 1m 深的试坑，往往颗粒相互咬合，对 $d>500$mm 的石块，人工不易挖出，一般挖出的石块偏小，不能反映 $d>(500\sim100)$mm 石块，影响到测试的密度低；二是附加质量法承压板的面积为 2m^2，参与体积约 3m^3，在这样大的体积范围内，包含了 $d=(500\sim1\,000)$mm 的石块，测试的密度值高；三是本来这种堆石料细粒较少，在重型振动碾碾压过程中，振动力使小颗粒充填孔隙，加上重力作用，深部填充的较上部稍密实些，附加质量

法测试范围深,亦会使测试密度增大。由此认为,附加质量法测试的密度大是合理的,参与体积大,能较好地反映堆石体的实际情况。

表 3　两种堆石料原位密度的测试结果

石料名称	测试方法	测试序号	原位密度(g/cm³)	
			测试值	平均值
堆石 b	附加质量法	1	2.372	2.320
		2	2.242	
		3	2.422	
		4	2.244	
	试坑灌水法	1	2.012	2.063
		2	2.013	
		3	2.065	
		4	2.162	
堆石 c	附加质量法	1	2.186	2.076
		2	1.976	
		3	2.056	
		4	2.084	
	试坑灌水法	1	2.324	2.276
		2	2.337	
		3	2.156	
		4	2.287	

注:1.附加质量法由黄委设计院物探总队测定;试坑灌水法由 YRC 试验室测定。

2.承压板的面积 2.0m²,激振锤质量 50kg,落距 1m,一个附加质量块的质量为 1 000kg。

由表 3 中堆石 c 资料看出,附加质量法测定的原位密度值在 1.976~2.186g/cm³ 之间,平均值为 2.076g/cm³;试坑灌水法测定的密度值在 2.156~2.337g/cm³ 之间,平均值为 2.276g/cm³。其规律是每一个测点的测试结果,附加质量法测试密度皆比试坑灌水法测试的密度小,就平均值而言,要小 0.200g/cm³。其原因

主要有以下几点：一是该堆石料原是工程中开挖的石渣料，堆放在堆渣场，堆存的过程中没有进行专门碾压，但表面有载重自卸汽车的来往，表层密度大，下部疏松，密度小；二是试坑灌水法开挖的试坑一般小于等于 1m，多反映了表层，则测试的密度值大；三是附加质量法承压板的面积为 $2m^2$，测试体积约为 $3m^3$，它包括了上表层和下层，测试的密度值小。由此认为，附加质量法参与体积大，代表性强，测试的密度值小，较为合理，能较好地反映堆渣场堆石体的实际情况。

5 小结

测定堆石原位密度的附加质量法，在理论上是合理的，并经在小浪底工程大坝的应用，证明该方法与常规方法测试结果比较接近，满足精度要求，不用开挖试坑，不损坏填筑面，劳动强度小，省力、省时、快速、参与体积大，能较好地反映大粒径堆石料的密度特性。为解决测试堆石原位密度提供了一个新方法，值得参考和应用。在应用中对孔隙水的影响、承压板的面积与最大粒径的关系等积累的经验，使这一方法更进一步得到验证与完善。

参 考 文 献

[1] 李丕武.堆石体密度测定的附加质量法.黄河水利委员会设计院

[2] 大坝堆石体压实密度检测与控制.见：小浪底工程施工质量控制方法试验研究.黄委设计院物探总队，1996.3

[3] 郭庆国，蒋华安.测堆石密度的附加质量法在小浪底工程中的应用与评价.土石坝工程，1998(3)

第八章　土石坝高塑性区的作用及控制条件

8.1　引言

修建在软基(覆盖层)上的黏土心墙(斜墙)土石坝、堆石坝,皆以拦水蓄库为目的。起拦水防渗作用的防渗体,一般由黏土心(斜)墙、混凝土防渗墙和防渗帷幕三部分组成,并靠混凝土防渗墙下嵌入基岩,上插入黏土心(斜)墙,将三者连为一体,形成拦水坝完整的防渗体。但当混凝土防渗墙插入黏土心(斜)墙后,由于材料性质不同,有发生不均匀沉降变形、应力集中、产生裂缝的可能。为了保证坝体安全,特设置高塑性土区。现就高塑性土区的作用及控制条件简述如下。

8.2　黏土心(斜)墙与混凝土防渗墙的连接

土石坝、堆石坝皆是以拦水蓄库为目的,统称为拦水大坝。大坝的防渗体主要有如下几部分:一是坝体防渗体,如黏土心墙;二是覆盖层防渗体,如混凝土防渗墙;三是基岩防渗体,如防渗帷幕。混凝土防渗墙,底部嵌入基岩,与基岩防渗帷幕连接起来,顶部插入黏土心墙中,使黏土心墙与混凝土防渗墙连接为一体,共起防渗拦水作用。

8.2.1　连接方法

总的来说,黏土心墙与混凝土防渗墙的连接方法为插入式,也就是将混凝土防渗墙插入黏土心墙中,具体插入方法有如图 8-1

所示的四种形式。

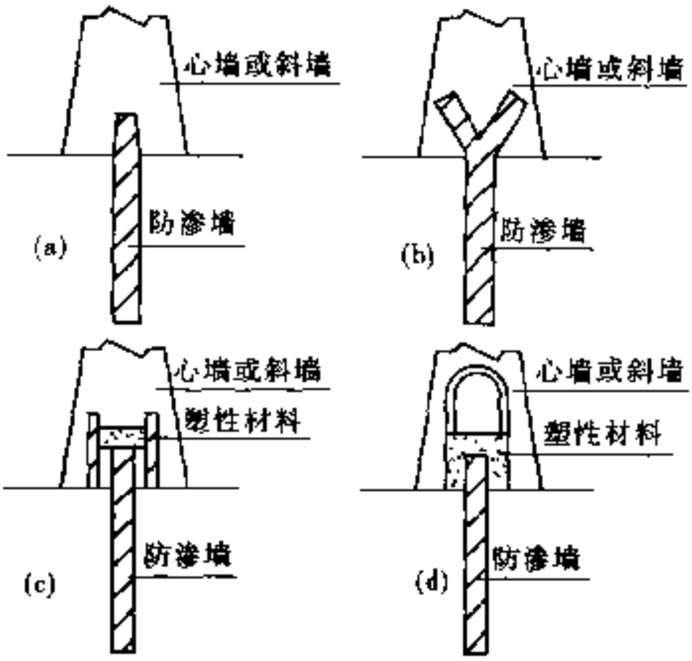


图 8-1　混凝土防渗墙与黏土心墙的连接形式

(a)榫形连接;(b)Y 形连接;(c)活塞式连接;(d)廊道式连接

经长期的工程实践,四种连接方法各有其特点,相比之下榫形连接法比 Y 形连接法、活塞式连接法和廊道式连接法(除有灌浆、观测等特殊要求外),具有结构简单、施工方便、质量易于保证、费用低等优点,广为应用。

榫形连接法的施工,概括起来讲,在槽孔混凝土防渗墙浇筑完成的基础上,凿掉顶端部分混凝土,并在上端立模、浇筑、加高(为了新老混凝土连接好,一般在槽孔顶端预埋钢筋笼)。加高的高度(即插入坝体防渗体的高度)应满足界面允许水力坡降的渗径要求。当此段混凝土防渗墙浇筑完成,并养护一定龄期,混凝土有一定强度后,再在墙两侧和黏土心墙建基面上填筑黏土,进行黏土心墙的正常施工。随着黏土心墙的不断增高,混凝土防渗墙与黏土心墙连接在一起。

8.2.2　插入高度的计算方法

(1)土石坝设计规范指出,混凝土防渗墙顶应做成光滑的楔

形，插入土质防渗体的高度宜为1/10坝高；高坝可适当降低，或根据渗流计算确定；低坝不应低于2m。

(2)文献[2]，“为了增加接触渗径长度，混凝土防渗墙一般插入心墙或斜墙的高度为坝前水头的1/5～1/10，插入墙体部分方可作为榫形或Y字形、活塞形等”。

(3)本节基于混凝土防渗墙插入土质防渗体的高度，是有足够长度的界面接触渗径，以满足界面允许水力坡降，保证渗透稳定性。计算方法如式(8-1)、式(8-2)所示

$$H/(2L + t) \leqslant J_{允} \tag{8-1}$$

$$L \geqslant [(H/J_{允}) - t]/2 \tag{8-2}$$

式中 L——插入高度，m；

$J_{允}$——允许界面水力坡降，一般在5～7之间；

t——防渗墙或廊道厚度，m；

H——作用于防渗墙的水头压力(上下游水位差)。

8.3 混凝土防渗墙插入黏土心墙存在的问题

当混凝土防渗墙插入黏土心墙后，显著的效益是将黏土心墙、混凝土防渗墙、防渗帷幕连接为一个完整的防渗体，体现坝身、软基、岩基从上到下完整承担防渗作用，坝体拦水蓄库正常运行。但由于防渗墙的插入，因两种材料性质不同，影响到墙顶处有不均匀变形，应力集中，有产生裂缝的可能性。

混凝土防渗墙插入后改变了黏土心墙原来的受力条件，其原因主要是心墙填筑的黏土，是由大小不等、性质不一的颗粒机械组合而成的土料，分层填筑、压实为黏土心墙体，具有弹塑性性质，在自重压力和外荷载作用下，发生正常排水固结、孔隙减小、密度增大的沉降变形。因土体是均匀的，所以变形亦是均匀的。但当混凝土防渗墙插入后，由于混凝土是由水泥作胶结剂将大小不等的

砂石颗粒胶结为强度较高的、变形较小的刚性体，即使近年来为改善混凝土防渗墙变形的适应能力采用了塑性混凝土防渗墙，与黏土心墙相比，强度、刚度均高于黏土。此种防渗墙的插入，改变了土体原来的条件，制约了正常的变形规律，出现不均匀变形、应力集中，更何况混凝土防渗墙在轴线方向很长，厚度甚小，一般在0.6～1.3m之间，呈薄板状的刚性体，插入心墙黏土体之中，导致心墙被劈裂而破坏。这是引起人们担心的问题。

8.4 分析研究及解决措施

产生上述问题是正常的现象。因为任何事物都有两重性，既有有利的一面，又有不利的一面，也就是一个问题解决了，又有新的问题产生，再研究再解决，这是事物发展的规律，关键是发挥利用有用的一面，克服不利的一面。解决问题的途径，是通过分析研究，摸清问题的机理和特征，采取妥善的措施。

8.4.1 破坏机理的分析研究

防渗墙顶部黏土破坏机理方面分析研究的专家学者众多，其基本精神是一致的。为了减小篇幅，这里引用谢拉德(Sherard)一段精辟的论述："心墙是很不透水的，但混凝土防渗墙的存在，使墙顶附近产生一个不透水区，这是因为防渗墙的压缩性比周围土体低，于是防渗墙顶部产生高集中应力，此高集中应力伴同相邻区的应力降低是共同发生的，应力低区有时会产生拉应力及裂缝。"

由此可以说，在坝体中哪里有不均匀沉降变形，哪里就有集中应力，哪里应力下降，哪里就有可能产生裂缝。防止墙顶破坏最简便最有效的措施是设置一个高塑性区。

8.4.2 物理模型试验研究

人们为了弄清防渗墙插入后对墙顶应力状态的影响和处理措施，除了理论分析外，又进行了大量的物理模型试验研究工作。为

了反映这方面的工作，列举中国河海大学结合某工程的模型试验，其特点如下：

(1)模型槽的尺寸：宽 54cm，高 70cm，装填黏土高度为 60cm。

(2)模型组合情况：防渗墙用钢板盒子模拟，安装于试验槽中心，防渗墙外侧的覆盖层用海绵材料模拟，试验区土料均采用实际使用的黏土填筑，土的物理力学性质见表 8-1。试验土体上面的土柱压力用压力机施加。

表 8-1　土料的物理力学性质

颗粒组成		塑限	液限	塑性指数	含水率	湿密度	抗剪强度	
$d<2$mm (%)	$d<$ 0.005mm (%)	W_P (%)	W_L (%)	I_P	ω (%)	ρ_w (g/cm^3)	C (kPa)	ϕ(°)
100	30	18.5	31.9	13.4	20～24 21.5	1.8	17	5.4

(3)试验用不同含水率的土料进行不同工况下的试验，即用一种含水率土料填筑的模型做一个试验，有几个含水率的土料，则有几个试验。

(4)土料含水率的范围比塑限含水率大 3.5%～6.5%。

(5)由模型试验结果发现的规律为：由于防渗墙的存在，当土体表面施加均布压力，土体的不均匀变形发展到一定的程度时，在防渗墙顶角附近的黏土中会开始产生斜向裂缝，随着变形的不断增加，这种裂缝会延伸，压力的继续增加使黏土体产生塑流，裂缝有愈合趋势。估计随着压力的进一步增加、黏土塑流的进一步发展，裂缝将会自行消失。

试验结果表明，土体含水率愈大、愈软，在承受同样压力下，塑流作用愈大，产生的裂缝愈小、愈少，甚至对已有裂缝自愈能力愈强，并根据试验结果，建议高塑性区的尺寸为

宽度　　$B = (2 \sim 3)t$　　(8-3)

高度　　$h = (3 \sim 3.5)t$　　(8-4)

式中　t——墙或廊道厚度。

8.4.3　工程实践经验

采用混凝土防渗墙处理覆盖层渗透水流问题，自 20 世纪 50 年代初始于意大利，60 年代世界各国广泛应用，发展很快。据不完全统计，54 座防渗墙中，深度大于 40m 的有 28 座，深度大于 70m 的有 8 座，最深的是加拿大马尼克 3# 工程，最大坝高 108m，混凝土防渗墙最大深度 131m、厚度 0.61m，双道。墙顶设廊道，净宽 2.1m，壁厚 0.62m，高 3.1m，总厚度 3.34m，上插入黏土心墙 12.2m，下嵌入基岩 0.61m。该墙由意大利伊科斯公司承建，1972 年 11 月完工。我国早期采用截水齿槽（浅覆盖层），1958 年湖北明山水库、青岛月子口水库采用桩柱式防渗墙，1959 年密云水库白河主坝首次采用钻劈法建成槽孔混凝土防渗墙（最大深度 44m，厚 0.8m），至今已建 76 座，其中深度大于 40m 的有 26 座，深度大于 60m 的有 8 座，最深的是小浪底工程混凝土防渗墙，最大深度 81.9m，最厚的是碧口混凝土防渗墙（宽墙），厚 1.3m。众多工程建设已积累了丰富的经验，这里限于篇幅不能一一介绍，仅在表 8-2 中列举几个工程实例：

由表 8-2 看出，马尼克 3# 混凝土防渗墙，最大深度为 131m（是目前世界上最深的），厚度为 0.61m，双道，最大水头按 100m 计，墙体承受的水力坡降为 82，插入黏土心墙 12.2m，廊道总厚为 3.34m，界面水力坡降为 3.6，墙顶设高 6.2m、宽 3.1m 的膨润土高塑性区，该区高度为廊道厚度的 1.86 倍，宽度为廊道厚度的 0.93 倍。碧口土石坝，最大坝高 101.8m，建于 1969～1976 年，设置两道混凝土防渗墙，最大水头 90m，其中宽墙（厚 1.3m，最大深度 40.91m）承担水头的三分之一，深墙（最大深度 68.5m，厚 0.8m）承担水头三分之二，为 60m，则该墙承受的水力坡降为 75，墙顶插入新填黏土 6m（新填黏土与混凝土防渗墙接触比降采用 5），

表 8-2　几座混凝土防渗墙工程实例

工程名称和坝型		马尼克 3[#] 黏土心墙土石坝	毛家村黏土心墙土石坝	碧口壤土心墙土石坝	小浪底黏土斜墙堆石坝
最大坝高(m)		108	82.5	101.8	154
坝基覆盖层最大厚度(m)		细砂、粗砂卵砾石 130	含泥砂砾石 32.5	砂砾石 34	砂砾石夹细粉砂层 80
混凝土	抗压强度 R_{28} (MPa)	35～45		8.5～11	35
	弹性模量 E (MPa)	30 000		19 000	30 000
最大墙深(m)		131	40	68.5	81.9
最大作用水头(m)		100	约 66.4	约 60	115
墙厚(m)		2×0.61 廊道厚 3.34	0.8,0.95	0.8	1.2
最大水力坡降		82	86～83	75	96
嵌入岩石深度(m)		0.61	0.5	1～1.5	1～4
插入心墙高度(m)		12.2	约 6	6	12
界面水力坡降		3.6	按≤6 控制	按≤5 控制	4.56
高塑性区	宽度(m)	$3.1=0.93t$	$3=3.16t$	$4=5t$	$4=3.3t$
	高度(m)	$6.2=1.86t$	$3.5=3.68t$	$5=6.25t$	$5=4.2t$
建成时间		1972 年 11 月	1964 年 2 月	1973 年 1 月	1998 年 3 月

深墙顶设高塑性区,宽度为 4m,相当于墙厚的 5 倍,高 5m,相当于墙厚的 6.25 倍。毛家村土石坝,最大坝高 82.5m,混凝土防渗墙最大深度 40m,上部厚 0.95m,下部厚 0.8m,墙体承担 93% 水头压力,最大水力坡降为 83,插入黏土心墙的深度按允许界面水力坡降 6 控制,墙顶高塑性区宽 3m,相当于墙厚 0.95m 的 3.16 倍,高 3.5m,相当于墙厚的 3.68 倍;小浪底黏土斜心墙堆石坝,最大坝高 154m,坝体防渗采用双控制,即采用垂直防渗(黏土斜心墙、混凝土防渗墙、基岩防渗帷幕)为主,水平防渗(利用黄河特色天然

淤积铺盖、上游围堰斜墙、内铺盖与黏土斜心墙连为一体)为辅的防渗措施,其中混凝土防渗墙最大深度81.9m,厚1.2m,上插入黏土斜心墙12m,下嵌入基岩1～4m(断层处)。工程初期运行水位为250m,水头115m,作用混凝土防渗墙上的水力坡降为96,界面水力坡降为4.6,后期运行水位为275m,水头140m,此时天然淤积铺盖形成,水平防渗承担水头的30%,垂直防渗墙体承担水头的70%,为98m,则该墙承受的水力坡降为81.7,界面水力坡降为3.9,墙顶设高塑性区,宽4m,约为墙厚的3.3倍,高5m,约为墙厚的4.2倍。

从高塑性区使用的土料看,马尼克3#采用含水率大于塑限含水率的膨润土,它的塑流性能不言而喻满足要求;毛家村采用的黏土,黏粒($d<0.005$mm)含量为50%～56%,$d<0.002$mm颗粒含量为40%～45%,塑限含水率为26%～27%,最优含水率为26.5%,最大干密度为1.51g/cm^3,塑性很好;碧口土石坝采用肖家坝固壁土料,小浪底工程采用会缠沟固壁土料,这些土料黏粒含量为30%～50%,一般属于重粉质壤土和粉质黏土,虽不是理想的高塑性黏土,施工采用了比塑限含水率或最优含水率大1%～3%的含水率,以增大塑性,工程建成后一直运行良好。工程实践经验证明,在墙顶采用高塑性土或塑性高的土设置一高塑性区,可减缓不均匀沉降变形,防止集中应力及裂缝的发生,以保大坝安全。

8.4.4 工程教训

如图8-2所示的玉马水库大坝断面,坝型为黏土斜墙土石坝,最大坝高50m,坝顶高程为454m,坝基砂砾石覆盖层厚24m,用混凝土防渗墙截渗。该工程于1976年建成,1977年7月蓄水,11月库水位达441m高程,1978年5月库水位降至435.7m时,发现上游坝坡出现直径8m、深度2m的塌坑。经事故分析,其原因可能有如下几种:一是防渗墙插入黏土斜墙中的高度不足;二是插入段

墙体与黏土结合不良;三是混凝土防渗墙顶部黏土斜墙土层厚度不足(实际只有 8m);四是墙顶未设高塑性区,造成破坏。不论原因究竟是哪一种,从总的方面看,皆由于不符合本章第五节中所述的几条控制条件,而发生破坏事故。该工程的教训进一步指明,做好混凝土防渗墙与黏土心(斜)墙连接及设置高塑性区的必要性。

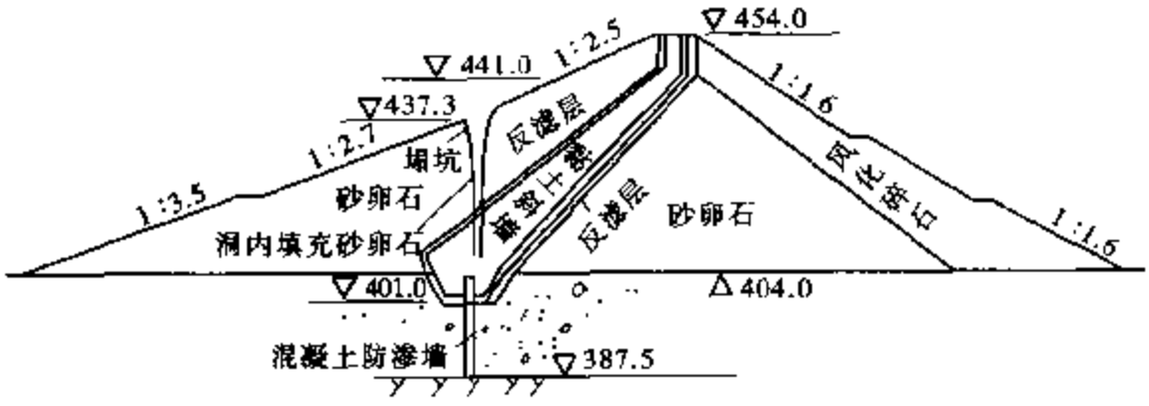


图 8-2　玉马水库土坝渗漏破坏示意(单位:m)

8.5　混凝土防渗墙顶高塑性区的作用及控制条件

从前述理论分析、物理模型试验和工程实践经验等方而看,混凝土防渗墙采用普通混凝土 $R_{28}=30\sim35$MPa,$E=30\ 000$MPa,坍落度 18～28,槽孔浇筑而成,深度最大为 131m,厚度 0.61～1.3m 之间,允许水力坡降不大于 100,除此之外,墙顶高塑性区的作用及控制条件归纳起来有如下几点:

(1)混凝土防渗墙与黏土心墙四种连接方法中,榫形连接法具有结构简单、施工方便、技术难度低、质量容易保证、省工、省时、省费用的特点。

(2)由于强度高、变形小的混凝土防渗墙的插入,影响黏土心墙出现不均匀变形、集中应力,产生裂缝。

(3)解决墙顶不均匀变形产生裂缝最有效的措施,是在墙顶两种材料间设置一高塑性区。

(4)高塑性区的作用,是利用高塑性土(黏粒含量高、含水率大、抗剪强度小、适应不均匀变形能力强)塑流效应,达到减小不均匀变形、消除集中应力、防止产生裂缝,甚至使裂缝愈合的目的。

(5)高塑性区的范围,应包括墙顶高塑性区和墙体插入段两侧心墙黏土接触处。墙顶高塑性区的大小应满足:宽度=(2~4)×墙厚;高度-(3~5)×墙厚;墙体两侧宽度应大于等于0.5~1.0m。

(6)高塑性区使用的土料,以膨润土最佳,高液限黏土(CH)次之,一般黏粒含量在30%~50%之间的粉质黏土、重粉质壤土,当含水率控制比塑限含水率或最优含水率高1%~4%的土料时也具有良好的塑流能力,含水率愈大,效果愈佳。

(7)混凝土防渗墙插入高度,必须有足够长度的界面渗径,符合$L \geqslant [(H/J_{允}) - t)]/2$之条件。

(8)墙顶高塑性区和混凝土防渗墙插入段两边各宽0.5~1.0m范围的填筑黏土,采用高塑性土或塑性高的黏土,含水率比塑限含水率或最优含水率高1%~3%。填筑时在混凝土防渗墙面涂一层泥浆,用小型机械进行薄层(12~15cm)压实,压实标准按标准击实(如$ASTM_{D698}$)方法获得干密度与含水率关系曲线,相应土料最优含水率的干密度值乘以压实系数作为压实质量控制标准。最终达到防渗墙与黏土心墙良好结合和适应不均匀变形、防止裂缝的目的。

塔里干黏土心墙坝剖面如图8-3所示,坝高103m,坝顶长1 137m,填筑工程量约1 700万m^3。坝基覆盖层较为复杂,分为3层不同成因的冲积层。上部为5单元,属冲积坡积混合冲积层,最大厚度41m,平均34.4m,浅层有2~8m粉砂层和1m厚的根植土,主要由砂、砾石、卵石和1m的孤石组成。往下为2单元,平均厚度14.7m,主要为粉质黏土和黏质粉土并呈纹理状,夹有1m厚粉细砂。再往下为1单元,厚度1~6m,为古老冲积层,由砂砾石、

卵石及少量细粒土组成。基岩为砾岩，顶板高程为 1 639.7～1 614.3m。覆盖层特点是上部为砂卵石，透水性强、强度高，中下部为 2 单元，为粉质黏土和黏质粉土，透水性弱、强度低，且夹有 1m 粉砂层，容易液化，底部又为砂卵石层。相反，防渗墙不论是水平荷载还是垂直荷载，皆是上部小、中下部大，和地层结构相反，再加上地震设防烈度为 9 度。这样的条件，若采用塑性混凝土防渗墙，墙厚度大，目前尚无机械施工，若用双道墙，工期不允许，费用高，加上对塑性混凝土防渗墙不放心，其耐久性、安全性有疑虑，因此采用普通混凝土防渗墙。具体设计不多述，这里仅将塔里干混凝土防渗墙的有关数据指标与前述控制条件经验值比较如下：

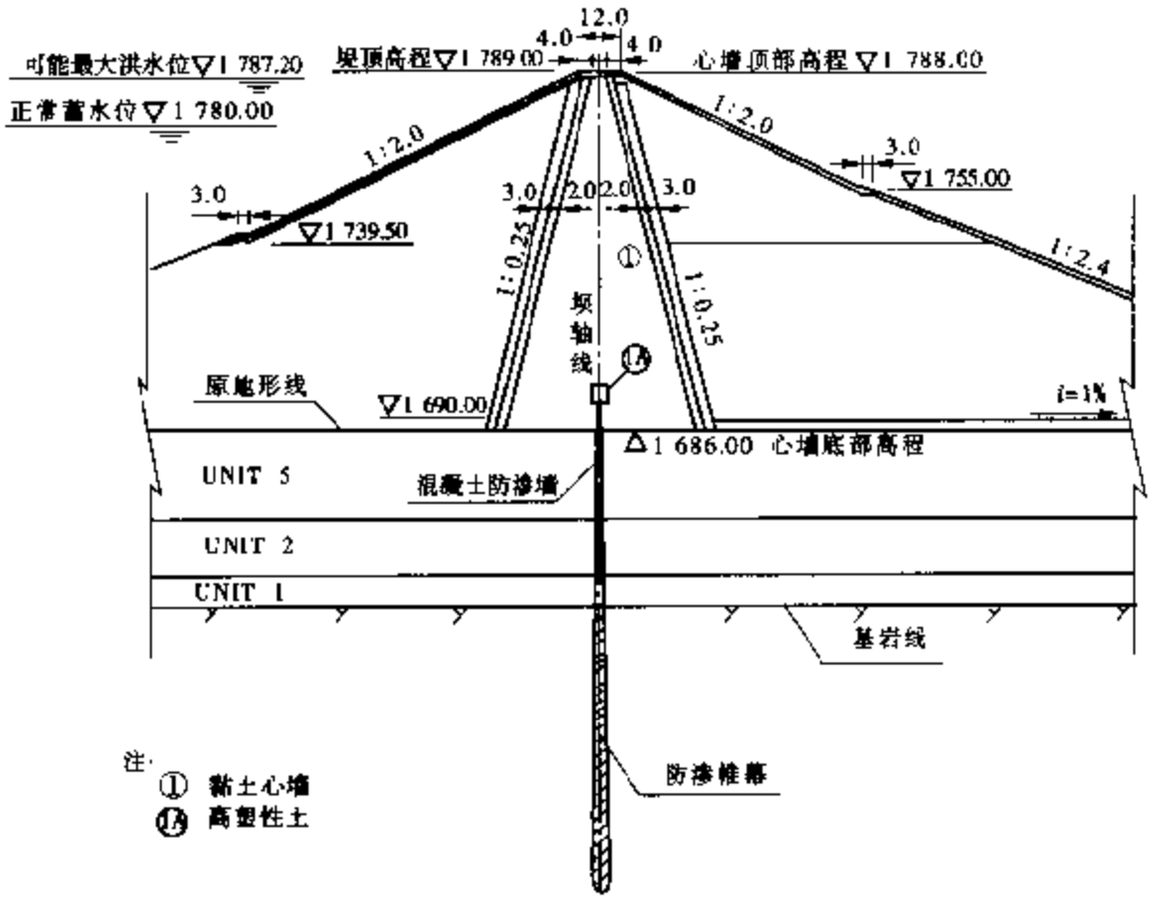


图 8-3 塔里干黏土心墙土石坝剖面(单位:m)

塔里干混凝土防渗墙，最大深度 50m，混凝土材料 R_{28} = 30MPa、E = 30 000MPa，均在前经验值 R_{28} = 8.5～35MPa、E =

$(1.3\sim3)\times10^4$MPa 之内；作用墙体最大水头为 86.5m，墙厚为 1.0m，水力坡降为 86.5，在经验值 75～96 范围之内；混凝土防渗墙插入黏土心墙高度为 7.5m，相应承受界面水力坡降为 5.41，在经验值 3.6～6.0 范围之内；高塑性区高 5m，为墙厚的 5 倍，宽 4m，为墙厚的 4 倍，在经验值的宽度＝$(0.93\sim5)t$、高度＝$(1.86\sim6.25)t$ 的范围之内。

由于这些数据与经验值比较结果均在已建工程实践经验值范围，故工程设计是安全可行的。

8.6 小结

高塑性区在土石坝、堆石坝的横断面上是一个很不起眼的小点，但它具有较好的塑流性能，可以减缓不均匀变形，消除应力集中，防止产生裂缝破坏作用，已成为混凝土防渗墙与黏土心(斜)墙连接效果安全装置器，保障了混凝土防渗墙与黏土心墙连接，实现防渗帷幕、混凝土防渗墙、黏土心墙(斜墙)成为一个统一的防渗体，发挥拦水防渗效益。虽然高塑性区体积很小，施工技术简单，但不可轻视和马虎，必须按上述条件，保质保量搞好每一个环节，最终达到大坝安全运行的目的。

参 考 文 献

[1] Us.Seepage Analysis Control For Dams. EM1110－2－1910.1986.9

[2] 高钟璞，等. 大坝基础防渗墙. 北京：中国电力出版社，2000

[3] James L.Sherard，et al.. Earth and Earth-Rock Dams，1963

[4] 徐建荣，陈慧远. 河海大学研究生毕业论文，1988

[5] Chen Huiyuan. Design of Concrete Diaphragm Wall under Earth-Rockfill Dam，Proceedings of International Symposium on High Earth-Rockfill

Dams, 1993. Beijing
[6] 牛运光. 土石坝渗透变形及控制措施新进展. 土石坝工程, 1997(2)
[7] 碾压式土石坝设计规范 SL274—2001. 北京：中国水利水电出版社, 2002
[8] 小浪底水利枢纽工程专题评述. 水利部黄河水利委员会信息处, 1997
[9] 单跃和, 张发中, 李秦生. 碧口水电站混凝土防渗墙设计总结, 见：水电部西北院白龙江设计总结汇编, 1986
[10] 郭庆国, 张云, 付恩怀. 土石坝高塑区的作用及控制条件. 土石坝工程, 2002(4)

第九章　塔里干黏土心墙土石坝防渗土料的性质及工程措施

9.1　工程概况

伊朗塔里干水利枢纽工程(Taleghan Dam & Hpp Project)位于ALBORZ山南麓,距德黑兰135km,是执行FIDIC合同条款的EPC(设计采购施工交钥匙工程)。主要建筑物包括拦河大坝、泄水底孔洞、溢洪道、输水洞及地下厂房,工程兼有灌溉、城市供水和发电等效益。拦河坝为黏土心墙土石坝,最大坝高103m,填筑工程量约1 700万m^3,其中黏土心墙为196万m^3。

9.2　黏土料源勘察及工程性质试验

黏土心墙为大坝的防渗体,担负拦水防渗作用,是大坝的重要组成部分,需要对其填筑材料进行勘察和工程性质试验,以了解其储量、质量,满足设计、施工及安全运行的目的。

9.2.1　黏土料的勘察

招标文件提供的勘探与试验报告表明,经136个探井,670m进尺的勘探资料,推荐了A_2、A_6、A_7、A_8、A_{10}、A_{11}及右坝肩共7个料场,储量为285万m^3。承包商自2002年3月进点后,在分析上述资料的基础上,对A_7、A_8、A_{10}、A_{11}等4个料进行复核性勘探,经76个探井498m进尺的复核工作,仅这4个料场,有效储量就有439万m^3。

9.2.2 黏土料工程性质试验

根据测试项目要求，结合探井开挖采取土样在现场和试验室测定土样的天然密度、天然含水率、颗粒比重、颗粒组成、标准普氏击实、界限含水率、压缩性、渗透性、抗剪强度及 pH 值，有机质含量、水溶盐含量、化学成分、矿物成分、土的分散性等测试工作。为了反映土料性质，此处仅列举有关资料汇总结果，如颗粒组成、界限含水率、化学分析、天然密度和天然含水率、击实、渗透、抗剪强度等试验资料见表 9-1，化学成分见表 9-2，矿物成分见表 9-3。

表 9-1 黏土料界限含水率、天然密度、天然含水率、抗剪强度、渗透系数等统计表

物理性质		料场					
		A_8	A_7	A_{10}	A_{11}	A_6	A_2
小于某粒径含量（%）	4.45mm	94.0～100 98.8	68～100 97.3	78～100 98.4	97.3～100 99.5	75～100 95	98～100 98
	0.075 mm	55.6～98.4 75.9	20～100 87.9	65～100 91.5	53～99.2 88	49～99 67	50～90 69
	0.005 mm	12.1～57 29.9	10～73 47.1	17.6～77.7 51.1	14.5～40 30.8	16～61 34	18～53 33
	0.002 mm	6.4～38 15.7	6～49 28.1	7.4～53 30.9	5.1～30 16.2	8～42 20	10～38 21
界限含水率（%）	W_L	22～48.1 33.3	24～52 42.6	17.4～57 43	25～43 36	27～50 37	20～49 38.9
	W_P	16.7～28.4 22	14.7～39.3 23.2	16～31.2 21.8	16.2～26.2 23.6	19～25 22.2	17～22 19.8
	I_P	7～19 11.9	5～28 19.4	5.3～37 21.1	8.1～16.6 12.3	4～25 14.3	5～29 19.1
化学分析	pH值	2.45～9.7 8.99	8.2～10 9.0	8.6～10.1 9.2	7.9～9.2 8.8	8.7～9.4 9.0	9.2～10.1 9.5
	有机质含量（%）	0.11～0.57 0.29	0.11～0.79 0.41	0.09～1.58 0.17	0.09～1.58 0.44	0.17～0.98 0.31	0.63～1.58 1.22
	水溶盐含量（%）	0.1～0.99 0.44	0.13～1.45 0.57	0.46～1.36 1.01	0.03～1.7 0.45	0.09～1.0 0.47	0.34～0.89 0.73

续表 9-1

物理性质		料场					
		A_8	A_7	A_{10}	A_{11}	A_6	A_2
天然状态	(1)ω(%)	8.8~28 17.8	8.8~25.9 18.9	12.4~24.8 20.9	11.1~31.3 22.7	11.3~23.5 15.8	11.9~22 17.9
	(2)ρ_d(g/cm^3)	1.3~1.7 1.4	1.17~1.6 1.48	1.12~1.61 1.43	1.25~1.65 1.48	1.25~1.65 1.44	1.31~1.68 1.42
击实试验	(3)$\rho_{d\,max}$(g/cm^3)	1.66~1.86 1.76	1.58~1.83 1.68	1.6~1.85 1.68	1.58~1.85 1.70	1.67~1.86 1.78	1.63~1.77 1.71
	(4)ω_{op}(%)	14.8~21.5 17.1	16.5~22.5 19.6	15.0~22.0 19.2	13.4~22.2 17.4	15.2~21.5 16.9	16~22.5 19.2
差值	(1)-(4)平均差(%)	+0.7	-0.7	+1.7	+5.3	-1.1	-1.30
	(3)-(2)平均差(g/cm^3)	0.36	0.20	0.26	0.22	0.34	0.29
抗剪强度	C_{cu}(kPa)	65~180 123	70~100 139	75~250 101	65~100 108	100~250 168	75~165 130
	φ_{cu}(°)	6~7 6.5	2~11 5.7	4.1~12 7	2~5 3.5	1.5~11.5 5.1	4~7.5 6.2
	C_{cu}(kPa)	35~67 50.7	0.4~100 77	90~120 107	10~60 39.1	50~180 123	50
	φ_{cu}(°)	8.0~23 16.4	10~20 15.5	16~25 20	19~25 21.1	13~17.5 14.6	22.5
	C'(kPa)	20~40 26.7	0.2~60 38.4	60~150 107	14~35 27.3		
	φ'(°)	21~27 24.3	20~25 23	20~30 24.3	23.28 25.4		
渗透系数($\times10^{-7}$cm/s)		9.1~0.1	1.75	0.1~2	3.9~3.5	0.3~0.6	1~4

注:表中数字上为范围值,下为平均值。

表 9-2　黏土化学成分统计表

料场	土样数	值称	黏土化学成分(%)										pH 值	有机质含量(%)	水溶盐含量(%)
			SO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	Na_2O	K_2O	TiO_3	MnO	P_2O_3			
A_8	7	最大	59	13.7	7.0	9.7	4.8	0.8	2.9	0.8	0.2	2.0	8.87	0.24	0.20
		最小	53.5	13.1	6.0	9.1	3.5	0.6	2.7	0.8	0.1	2.0	7.45	0.10	0.11
		平均	55.5	13.6	6.9	9.3	4.0	0.7	2.8	0.8	0.1	2.0	8.557	0.19	0.17
A_7	4	最大	54.7	12.9	7.0	12.3	3.4	0.6	2.6	0.9	0.1	2.0	8.65	1.23	0.31
		最小	51.7	12.3	6.4	12.0	3.4	0.6	2.5	0.8	0.1	2.0	8.11	0.18	0.11
		平均	52.7	12.7	6.9	12.2	3.4	0.6	2.6	0.9	0.1	2.0	8.38	0.46	0.17
A_{11}	5	最大	61.4	12.0	6.8	9.9	4.3	1.0	2.8	0.9	0.1	2.0	8.38	0.13	0.12
		最小	51.3	10.7	6.5	8.1	2.9	0.7	2.7	0.78	0.1	2.0	7.85	0.03	0.09
		平均	55.2	11.3	6.7	9.3	3.7	0.8	2.7	0.84	0.1	2.0	8.10	0.09	0.11

表 9-3　黏土矿物成分统计表

料场名称	土样数	值称	黏土矿物成分(%)									
			钠蒙脱	石英	钙蒙脱	方解石	斜长石	钠长石	高岭石	透卡石	氧化铁	白云母
A_8	7	最大	39.0	34.6	0	16.2	0	5.7	5.8	0	6.5	2.0
		最小	31.7	24.5	0	14.3	0	4.6	3.5	0	6.0	0
		平均	35.7	27.4	0	15.3	0	5.1	4.7	0	6.3	1.4
A_7	4	最大	38.3	32.0	0	20.4	0	5.0	4.1	0	6.3	2.0
		最小	33.1	28.7	0	14.6	0	4.1	2.5	0	6.0	0
		平均	35.6	31.0	0	16.0	0	4.7	3.5	0	6.2	1.0
A_{11}	5	最大	0	35.5	27.4	20.7	9.5	0	0	12.7	7.9	3.5
		最小	0	32.5	22.1	8.3	0	0	0	0	0	0
		平均	0	34.0	26.8	17.7	7.5	0	0	2.5	5.9	0.7

9.3　黏土料的特点

(1)料场位置与运输条件。A_8、A_7、A_{10}、A_{11}、A_6、A_2 等 6 个料场皆位于坝址上游、塔里干河流的高阶地后缘一带,高程 1 750～1 800m,属于高阶地冲积黏土,运输距离 0.5～6km。料场运距小,没有耕地,不占农田,开采条件好,运输方便。

(2)黏土的储量。不计右坝肩与表层不合格层外,有效储量 A_8 料场 100.1 万 m^3,A_7 料场 67.2 万 m^3,A_2 料场 12 万 m^3,A_6 料场 34 万 m^3,A_{10}料场 145.3 万 m^3,A_{11}料场 126.5 万 m^3,6 个料场共计 486.1 万 m^3,满足塔里干土石坝防渗土料的数量要求。

(3)从表 9-1 几个料场的平均值看,土料的黏粒($d<0.005$mm)含量在 30.8%～53%,塑限含水率 $W_P=19.8\%\sim23.6\%$,塑性指数 $I_P=11.9\sim21.1$,土的分类中以 CL 土为主,占

45.5%～94.7%(见表 9-4),是较好的防渗土料。

表 9-4 各类土在料场中所占百分比

料场名称	塑性图分类结果统计			分散性(孔隙水法)鉴定结果		
	CL (%)	CH (%)	SC、SM、ML、MH(%)	非分散性土 (%)	过渡性土 (%)	分散性土 (%)
A_8	87.5	0	12.5	59	33	18
A_7	75	12.5	12.5	50	22	28
A_{10}	64	20	16	34	22	44
A_{11}	94.7	0	5.3	89	11	0
A_6	45.5	9	45.5	82	0	8
A_2	82	0	18	0	40	60

注:分散性土是按 $TDS(Na^+ + K^+ + Mg^{2+} + Ca^{2+}) \sim SP(Na^+/TDS$ 关系图法鉴定结果统计。

(4)化学试验结果,pH 值为 7.45～10,有机质含量为 0.09%～1.58%,水溶盐含量为 0.03%～1.7%,完全满足防渗土料要求。

(5)由表 9-1 中的平均值看,天然密度比标准普氏击实试验获得的最大干密度低 0.2～0.36t/m³。天然含水率比最优含水率 A_8、A_{10} 料场高 0.1%～1.7%,A_7、A_6、A_2 料场低 0.7%～1.31%,显示出天然含水率与最优含水率接近、具有易于压实的特性。A_{11} 料场土料天然含水率比最优含水率平均值高 5.3%,为高塑性区的填筑料提供了有利条件。

(6)由表 9-1 资料知,土料的渗透系数为 5×10^{-7}～5×10^{-8} cm/s。抗剪强度,$\varphi=10°$～$26°$,平均为 17.3°;$C=25$～1.8kPa,平均为 90kPa;$\varphi'=23°$～$30°$,平均为 28.2°;$C'=0$～150kPa,平均为 55kPa。压缩试验,在 $\sigma=0.2$～2MPa 条件下,压缩模量平均值 $E=14$MPa,固结系数 $C_c=2\times10^{-3}m^2/s$。土料具有抗剪强度较高、中等压缩性、透水性小的性质,满足防渗土料要求。

(7)从表 9-2 中 A_8、A_7、A_{11} 三个料场共 16 个土样的测试结果

看,化学成分中主要为 SiO_2、Al_2O_3、CaO、Fe_2O_3 及微量 MgO、Na_2O 等。有机质含量、水溶盐含量和表 9-1 中资料是一致的。这说明有机质含量、水溶盐含量很小,满足防渗土料要求。

(8)土料的分散性问题。自 20 世纪 60 年代以来,人们认识到自然界的黏土有分散性黏土和普通(非分散性)黏土之分,两者的差别主要表现在:普通黏土在水的作用下,当水流具有较大的流速后,才能破坏黏土颗粒间的结合力,黏土颗粒才会遭冲蚀破坏;而分散性黏土是一种高冲蚀黏土,因该土孔隙中含水溶性钠离子,各个胶体黏粒在静水中几乎全部变成悬浮质,不仅抗剪强度消失,而且成为流动状态,发生冲蚀破坏。目前鉴别分散性土有双比重计法、孔隙水离子测定法、针孔试验法、碎块试验法 4 种方法。

塔里干的黏土是否为分散性土,一直为工程人员所重视。招标文件中对 A_7、A_8、A_6、A_2、A_{10}、A_{11} 6 个料场 79 个土样用双比重计法进行的测定结果中,只有 A_7 料场有 2 个土样为分散性黏土,其余 77 个土样皆为非分散性黏土。采用孔隙水溶液离子测定法测定资料并用 PS%～TDS 关系图鉴定结果,由此结果得各类土在各料场所占百分数的统计值如表 9-4 所示,其中 A_8 料场非散性土占 82%,分散性土占 18%;A_7 料场非分散性土占 50%,分散性土与过渡性土之和占 50%;A_8 料场非分散性土占 59%,分散性土与过渡性土之和占 41%;A_2 料场非分散性土为 0,分散性土和过渡性土之和占 100%;A_{10} 料场非分散性土占 34%,分散性土与过渡性土之和占 66%;A_{11} 料场非分散性土占 89%,过渡性土占 11%。从此结果看,6 个料场不同程度地存在分散性土,相比之下,A_{11} 料场最好,A_2 料场最差。但上述两种方法测定结果差异较大。

承包商进点后,对此问题亦很重视,在分析上述资料的基础上,委托伊朗 Mandro Consulting 公司对 A_8、A_7、A_{11} 和左坝肩 4 个料场 20 个土样做针孔试验,并对 A_8、A_7、A_{11} 3 个料场 16 个土样

化学成分和矿物成分进行鉴定。其中从20个土样针孔试验结果看:只有A_8料场8个土样中有3个土样为分散性土,其余几个料场17个土样皆为非分散性土。随后,又将A_{11}料场2个土样和A_8料场2个土样运回西北院工程科研院,用4种方法进行分散性试验,其结果为:A_8料场2个土样,双比重计法、孔隙水法、碎块法、针孔法皆为非分散性土;A_{11}料场2个土样,孔隙水法1个土样为分散性土,另1个土样为过渡性土,碎块法1个土样为过渡性土,另1个土样为非分散性土,双比重计法、针孔法2个土样皆为非分散性土。

(9)土样的矿物成分。从表9-3中3个料场16个土样的矿物成分看,钠蒙脱土A_8料场含量为31.7%~39%,平均35.7%,A_7料场的含量为33.1%~38.3%,平均35.6%,占首位;石英含量居第二位,其次为方解石、氧化铁、钠长石、高岭石等。而表9-3中A_{11}料场黏性土的矿物成分以石英占首位,其值为32.5%~35.5%,平均34%,钙蒙脱土含量为22.1%~27.4%,平均26.8%,居第二位,其次为方解石、斜长石、氧化铁、钠长石等。A_{11}与A_8、A_7料场不同之点是,后者以钠蒙脱土为首位,前者钙蒙脱土居第二位,呈现出蒙脱土在量上不同,质上也不同。许多学者的研究及中国水利水电科学研究院、黑龙江水科所对嫩江工程等研究成果认为,蒙脱土为膨胀土,钠蒙脱土既是膨胀土又是分散性土,也就是说,分散性土矿物成分主要是钠蒙脱土。据此,A_{11}料场土样要比A_7、A_8料场土样更具非分散性土特性。

上述试验结果,试验单位不同、采用方法不同,即使为同一种方法,采用土样的位置不同,结果也不完全一致,很难取得一致意见。但多次试验结果表明,非分散性土为多数,少数为分散性土,此亦意味着分散性土是存在的,但仍不能从料场区域上将两者严格划分出来。

9.4 防渗土料的选择

按各黏土料场的勘探和试验资料及对防渗土料的基本要求，择优选择如下：

(1)勘探结果提供 A_2、A_6、A_7、A_8、A_{10}、A_{11} 6 个黏土料场，从土料颗粒组成、界限含水率等物理性质，抗剪强度、渗透系数、压实指标等力学性质，pH 值、有机质含量、水溶盐含量等化学性质等方面看，皆满足防渗土料要求，可用做防渗土料。

(2)这几个料场距坝轴线 0.5～6km，运距较近，没有耕地，位于上游塔里干河谷高阶地，高程 1 750～1 780m，坝顶高程 1 789m，坝基高程 1 686m，料场不受汛期河水影响施工，不占农田，有现成公路，开采运输条件好。

(3)由表 9-4 可知，A_2 料场土料非分散性土为零，分散性土和过渡性土之和占 100%，A_{11} 料场非分散性土占 89%，相比之下，在同一种测定方法中从含有分散性土方面看，A_{11} 料场最好，其他料场居中，A_2 料场最差。

(4)由表 9-4 知，按塑性图法分类、A_{11} 料场的土料，CL 类土占 94.7%，百分比最大；A_6 料场的土料，CL 类土占 42.5%，CH 类土占 9%，SC、SM、ML 等类土占 45.5%，比其他料场砂性土含量高，这类土抗冲刷、抗液化能力低，土性杂，性质变化大。一般经验认为，CL 类土作为防渗体土料最佳，压实性能好，反映出 A_{11} 料场土料最好，其他料场居中，A_6 料场土料最差。

(5)由表 9-3 矿物成分可知，A_8、A_7 料场的土料均以钠蒙脱土为主，其次为石英，A_{11} 料场的土料以石英为主，其次为钙蒙脱土。据实践经验，分散性土为钠蒙脱土，钙蒙脱土为非分散性土，说明 A_{11} 料场的土料比 A_8、A_7 较为优越。

(6)从有效储量方面看，A_2 料场为 13 万 m^3，A_6 料场为 34 万 m^3，相对储量小。

综上所述，6 个料场相比之下，A_2 料场非分散性土最少，A_6 料场砂性土多，土性复杂，A_{10}、A_{11}、A_6、A_7 料场较好，作为填筑料土的心墙主要料场，有效储量 439 万 m^3，满足用量之需。A_6、A_2 作为备用料场或可以不用，右坝肩料场作为上下游围堰的防渗土料。A_{11}料场土料因非分散性土、CL 土居多数，性能最优，天然含水率大于最优含水率，塑性较好，可用做混凝土防渗墙墙顶、墙体插入黏土心墙段的两侧及黏土心墙与混凝板接触面高塑性黏土(或塑性高的黏土)的填筑材料。

9.5 黏土心墙采用的工程措施

黏土心墙土石坝，属当地材料类，它的设计原则是“就地、就近取材，因材设计”。仅就防渗土料而言，在经过料场勘察、试验及资料分析的基础上，择优选用了 A_{10}、A_{11}、A_8、A_7 4 个土料场作为填筑黏土心墙的主要料源。设计中除了根据工程等级、稳定、渗流及有限元分析，确定了黏土心墙的填筑标准压实度为大于等于 0.99 及轮廓尺寸(黏心墙顶宽 4m，最大底宽 55m，上下游坡比为 1:0.25)外，针对该土料为含有分散性土的情况，从偏于安全考虑，按分散性土设计，采用如下工程措施：

(1)按分散性土设计反滤层，防止冲蚀。“对分散性黏土，依据莱夫勒(Lafleau)滤层准则，要求反滤料的 $D_{15}\leqslant 0.2mm$”及中国水利水电科学研究院滤层准则要求反滤料的 $D_{20}\leqslant 0.5mm$，设计了保护黏土心墙的第一层反滤层，$D_{max}=4.75mm$，$\leqslant 0.5mm$ 的颗粒含量为 35% ~ 56%，$\leqslant 0.2mm$ 的颗粒含量为 15% ~ 35%，$\leqslant 0.075mm$ 的颗粒含量为 0~5%，$C_u=3.75\sim 16.5$。此反滤料

既满足$D_{15}\leqslant 0.2$mm又满足$D_{20}\leqslant 0.5$mm的要求。

(2)用此反滤料填筑在黏土心墙上、下游和心墙与河床覆盖建基面,将黏土心墙包围起来发挥第一层反滤保护作用。另外,对上、下游反滤层而言,下游比较重要,要求严格一些,必须满足$D_{15}\leqslant 0.2$mm,上游相对宽一些,但上、下游采用相同的反滤料,减少反滤料种类,使加工方便一些。上游采用细的反滤料,除了水位降落时起保护心墙的作用外,又在心墙万一产生裂缝时可起愈合作用,对黏土心墙土石坝来说是偏于安全的。

(3)在黏土心墙两岸岩石建基面,浇筑厚度不小于50cm的混凝土板,作为黏土心墙的基础。其作用一是提供一个平整建基面,使黏土心墙与基础连接好;二是起隔层作用,隔断岩基与黏土心墙直接接触,防止基岩裂隙水冲刷防渗体黏土。

(4)在两岸岩基处,心墙黏土基础面比反滤料的基础面高。即心墙黏土填筑在混凝土板上,混凝土板建在岩基上,反滤料填筑在岩基上,使反滤层对黏土与混凝土接触缝(两种介质的接触面)起保护作用。

(5)选择非分散性机理较好的A_{11}料场的土料,作为黏土心墙与基础面的接触黏土,层厚不小于1m,并在该层黏土中掺不小于1%的石灰,增加钙离子,使其改性为非分散性黏土,以保证心墙的安全。

9.6 小结

通过该工程防渗土料勘探、试验资料分析,土料的物理、化学、力学性质满足防渗土料的要求。用此土料填筑黏土心墙,因含有分散性土,从偏于安全考虑,采用满足分散性土要求的反滤料,并在该接触黏土中掺不小于1%的石灰,增加钙离子及混凝土板等保护措施。其效果如何,这里引用著名土石坝专家谢拉德(Sher-

ard)一段名言："15～20年前发现有两种性质不同的黏土，有一定抗冲刷能力的普通黏土和易冲刷的分散性黏土……大型坝也要知道是否是分散性土，如果没有别的土料，也只好采用，只要反滤设计得好，就可防止冲蚀"；"另一个可能是基岩裂隙渗水将土料冲蚀掉，解决的办法是在心墙底部用部分非分散性土，如巴西的 Sobradina 坝，或在分散性中加石灰，以增加钙离子，使它变为非分散性土，如阿根廷的 Ullon 坝加入 1%～1.5% 的石灰"。由此可以看出，塔里干工程采用的工程措施与上述精神和成功经验是一致的，设计是合理、可行的。

参 考 文 献

[1] Embankment Dams Granular Filters and Drains. Review and Recommendations. ICOLD Bulletm. 1994

[2] 郭庆国. 滤层准则研究与应用的四个发展阶段. 土石坝工程，2000(4)

[3] 郭庆国，等. 砂石滤层准则的研究与进展. 西北水电，2001(3)

[4] 郭庆国，等. 砂石滤层准则的研究与进展. 水利水电科技进展，2002(1)

[5] 刘杰. 土的渗透稳定性及渗流控制. 北京：水利电力出版社，1992

[6] 谢拉德(Sherard). 土石坝建设的一些趋向. 1983 年 8 月 2 日在中国水利电力部报告

[7] 郭庆国，付恩怀，张云. 塔里干土石坝防渗土料的性质及工程措施. 土石坝工程，2003(2)

第十章　黏土防渗墙的技术性能及应用

10.1　概况

在水利水电工程中，对透水地基的防渗处理措施之一，是混凝土防渗墙。它是用冲击钻或抓斗双轮铣造孔，泥浆固壁，浇筑混凝土，截断透水地基，起防渗作用。如果向槽孔内回填以黏土，则是本章所称的黏土防渗墙。

碧口电站施工中，因厂房基础开挖最低高程为596.5m，下游河床施工期设计水位为620.95m，基坑处于水位下24.45m。而这段基础为第四纪砂砾石层，平均渗透系数为150m/d，最大为300m/d，估算渗流量为1.2～1.5m^3/s。为了减少渗流量，保证基坑顺利开挖，需要对透水地基进行防渗处理。

在基础处理设计时，考虑到该工程是临建工程，既要经济、施工方便、工期短，又要达到防渗的目的。经综合考虑，决定采用一道长50.8m、宽0.8m的黏土防渗墙。该墙于1971年6月20日开工，7月28日回填结束，并于1973年3月用土钻取样进行了有关性能指标试验，后随尾水渠开挖拆除。

黏土防渗墙在碧口电站是首次使用，为了积累经验，本章根据黏土防渗墙施工前后的有关试验资料，对黏土在泥浆中的回填规律及防渗性能简述如下。

10.2 施工前的室内模型试验

由于黏土防渗墙为首次使用，尚无成熟经验，故需在施工前对黏土在泥浆中的回填规律、施工工艺、防渗性能进行模型试验，其内容如下。

10.2.1 基本资料

固壁泥浆的主要指标见表 10-1，回填黏土料情况见表 10-2。

表 10-1 固壁土料物性和泥浆指标

料场及土名	颗粒组成(%)			流限(%)	塑限(%)	塑性指数	泥浆主要指标	
	>0.05 mm	0.05～0.005 mm	<0.005 mm				比重	黏度
早阳坝料场重粉质壤土	17～38	29～61.5	20.5～36.1	27.4～29.1	16.1～19.5	11.2～18.5	1.17～1.20	16～17

表 10-2 填筑土料的名称、料场、颗粒组成

料场与土名	颗粒组成(%)					D_{10}	D_{60}	D_{60}/D_{10}
	>0.1 mm	0.1～0.05 mm	0.05～0.01 mm	0.01～0.005 mm	<0.005 mm			
后坪重粉质壤土	27.0	10.5	37.50	7.0	18.0	0.002 3	0.042	18.2
后坪沙壤土	12.0	40.0	46.00	2.0		0.023	0.060	2.7
早阳坝重粉质壤土	26	10.0	38.00	7.2	18.8	0.002 3	0.042	18.2

10.2.2 试验方法及试验成果

室内模型试验采用一个 60cm×50cm×20cm 的玻璃槽为主要

设备(见图 10-1)。先将泥浆注入槽内,按一定速率填入黏土至满,并随时观察各种现象,记录各种数据,主要成果如下:

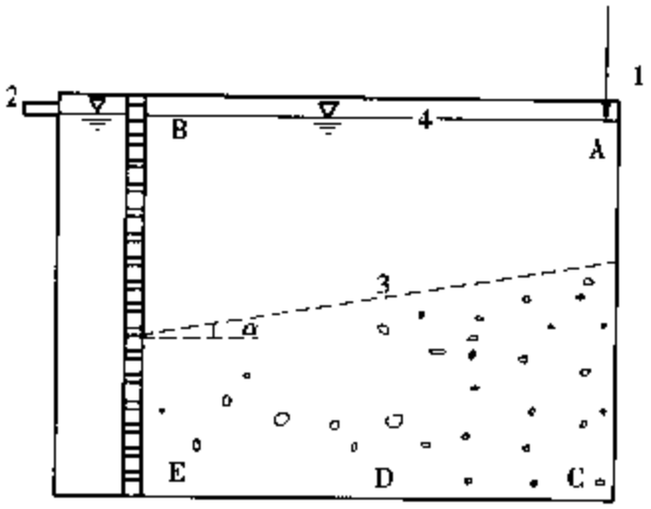


图 10-1　室内模型试验示意图

1—填土处;2—泥浆溢出口;3—填土面;4—泥浆面;A、B、C、D、E—测点位置

(1)当黏土填至不同高度时,泥浆主要指标的变化及黏土体上升规律见表 10-3。

表 10-3　黏土填至不同高度时泥浆主要指标的变化及黏土体上升规律

黏土占总高度比例	泥浆主要指标			黏土面与水平面夹角 α (°)
	黏度 (s)	比重		
		A点	B点	
0	16.0	1.17	1.17	0
1/3	16.0	1.18	1.17	15
1/2	16.0	1.19	1.18	12
2/3	16.5	1.22	1.20	9.8

当黏土填入后,有少量的黏土浸水后泥化,标志在表 10-3 中泥浆比重增大,并随着填入量越大这一现象愈明显。另外,当黏土由一端填入后,黏土在浆下受土体重力作用和浆体浮托力的影响,很快扩散到另一端,并以 9.8°～15°的倾角全断面上升。

(2)排浆量。人们知道,两个物体不能同时占据同一空间,当黏土填入槽孔内时,必然有一部分泥浆被挤出。但由于黏土本身是一种散粒体,颗粒间有一定孔隙,则一部分泥浆残留在黏土之中。经测定,填筑前泥浆为 70kg,填筑后排出 41kg,排浆量约为 59%。

(3)回填土体的密度情况。填后经 24h 取样试验,资料见表 10-4。有如下规律:因 A 点为填料处,B 点为排浆处,则 B 点的含水率大于 A 点、干密度小于 A 点的规律是合理的;底部的干密度较上部为大,因为下部土体抛填距离大,并承受上部荷重的作用大而较密实;E 点干密度最大的原因一是该部处于底部,二是紧靠透水板(模拟覆盖层透水砂砾石透水),孔隙水易于排出,相比之下此处最紧密。相应 B 点干密度最小。

表 10-4 回填土填后 24h 取样试验密度情况

测定位置	湿密度 (g/cm^3)	含水率 (%)	干密度 (g/cm^3)
A	1.880	33.1	1.415
C	1.880	32.5	1.417
D	1.875	31.9	1.420
E	1.830	28.2	1.430
B	1.860	34.7	1.380

10.2.3 回填后黏土体的防渗性能

为了了解填筑后黏土体的防渗性能,需进行一些渗透试验。本次试验中采用 $D=20cm$, $H=35cm$ 的渗透仪,并在黏土体上下游填筑砂砾石用以模拟现场情况,试验装置见图 10-2,试验成果见表 10-5。

表 10-5 资料表明,重粉质壤土填筑后较砂壤土干密度大、渗透系数小,所以前者较好。仅由早阳坝料场的重粉质壤土的防渗性能看,该黏土体的含水率为 28%~31.2%,平均 28.9%;干密度

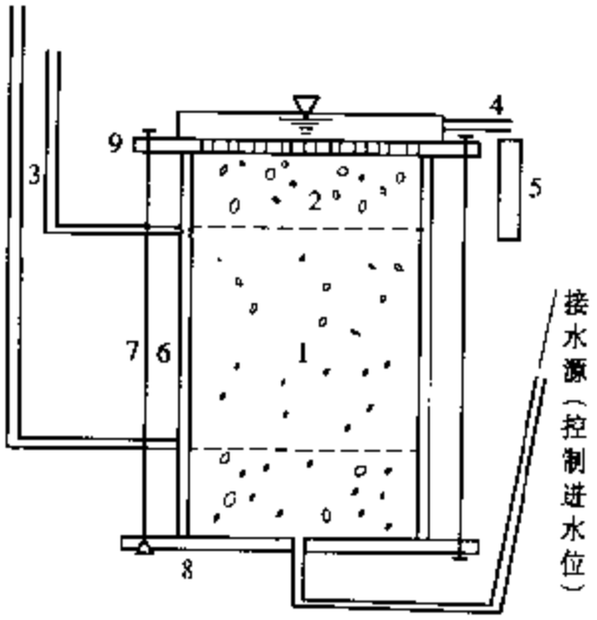


图 10-2　室内渗透试验示意图

1—填筑土体；3—填筑砂砾石；3—测压管；4—溢水处；5—量筒；
6—试样筒；7—拉杆；8—底盘；9—顶盘

表 10-5　渗透试验成果

组号	料场及土名	湿密度 (g/cm^3)	含水率 (%)	干密度 (g/cm^3)	渗透系数 (cm/s)	破坏坡降
1	早阳坝重粉质壤土	1.95	28.2	1.521	1.6×10^{-4}	4.43
2	早阳坝重粉质壤土	1.95	28.0	1.523	1.74×10^{-4}	6.38
3	早阳坝重粉质壤土	1.92	29.8	1.479	3.8×10^{-3}	9.37
4	早阳坝重粉质壤土	1.95	28.1	1.522	7.56×10^{-3}	8.60
5	早阳坝重粉质壤土	1.95	28.2	1.521	3.3×10^{-4}	6.40
6	早阳坝重粉质壤土	1.96	31.2	1.494	6.04×10^{-3}	9.37
7	后坪沙壤土	1.84	37.5	1.338	1.56×10^{-2}	3.13
8	后坪沙壤土	1.91	34.2	1.423	6.37×10^{-3}	4.00
9	后坪重粉质壤土	1.95	26.7	1.535	2.21×10^{-5}	24.44

注：该试验是在填筑完毕 24h 后进行的。

为 1.479 ~ 1.523g/cm^3，平均 1.51g/cm^3；破坏坡降为 4.43 ~ 9.37，平均 7.43；渗透系数为 1.6×10^{-4} ~ 7.56×10^{-3}cm/s。从总的方面看，渗透系数是随干密度的增大面减小，符合一般规律。但是，该试验土体回填后只经过 24h 的放置时间，因时间较短，水尚未浸润所有的土块，原状结构尚未破坏，更谈不上排水固结，表现出含水率大、干密度小，甚至发现有些土块被泥浆所包裹，仍呈原状土块存在。诸如这些，影响到测试的渗透系数偏大、破坏坡降偏小。故该资料只能代表回填初期的防渗性能。

10.3 黏土防渗墙的现场施工

黏土防渗墙的施工，主要是用冲击钻造孔，泥浆固壁，自卸汽车运土，直接卸入或用推土机推入孔内，在地基内形成一道黏土墙。至于填筑方法，根据室内试验结果，一端填土、一端排浆。当黏土从一端填入后，它在自重作用下即沉入槽底，并在泥浆的浮力下，迅速扩散至另一端，黏土在浆下以一定的倾角全断面上升，这种上升的规律如图 10-3 和表 10-6 所示。

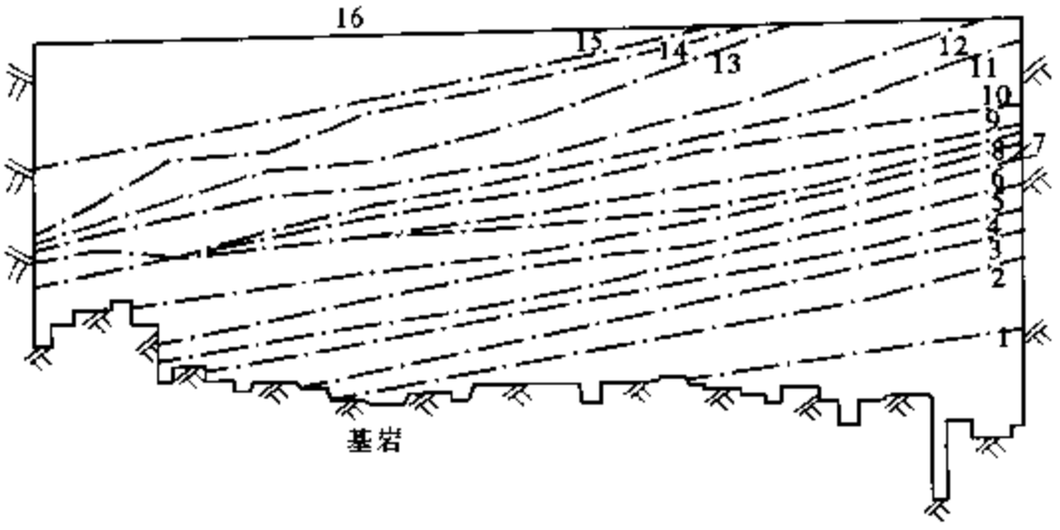


图 10-3 浆下回填黏土上升面实测图

表 10-6

序号	测量时间			填土最高点高程 (m)	填土最大高度 (m)	填土占总高度 (%)	黏土面与水平面夹角 (°)
	日	时	分				
1	27	1	30	606.3	9.3	37.2	7.05
2	27	4	35	609.5	12.5	50.1	9.13
3	27	6	30	611.3	14.3	57.2	9.92
4	27	8	00	612.3	15.3	61.2	10.11
5	27	9	55	613.7	16.7	66.8	9.60
6	27	11	10	614.8	17.8	71.2	9.05
7	27	15		615.4	18.4	72.8	8.54
8	27	18		616.0	19.0	76.0	7.94
9	27	20		616.8	19.8	79.2	9.51
10	27	22		616.0	21.0	84.0	14.41
11	28	2		621.8	24.8	99.2	11.82
12	28	5		622.0	25.0	100.0	14.18
13	28	10		622.0	25.0	100.0	15.95
14	28	14		622.0	25.0	100.0	15.49

表 10-6 表明，在长达 50.8m 的槽孔中，填入的黏土在浆下以 7°～16°、平均 10.91°的倾角全断面上升，和室内试验有所相似。另外，随着黏土的填入，浆面先是在填土端出现气泡，现象似锅开了一样，并迅速地传向另一端。对此，我们认为，当黏土填入槽孔后，泥浆占据颗粒孔隙，空气排出，出现冒气泡现象。因黏土在浆下迅速移向另一端，相应浆上气泡也是由一端迅速移向另一端，故可根据这一特点，由气泡的移动距离判断出黏土在浆下的扩散范围。

10.4 黏土防渗墙的填筑质量及防渗性能

碧口电站下游围堰黏土防渗墙于1971年7月完工至1973年3月，共一年半时间内，经受了两个汛期的考验，相应有两次作用于墙上的水头为23.94～24.05m，未发生破坏，厂房基坑在开挖过程中渗流量很小，施工顺利。

但是，需要说明的一点是，由于施工任务紧迫及下游河床水位主要在主河床，完成的黏土防渗墙只占主河床部分，两岸不是封闭式的，并在建造中没有埋观测设备，建成后上下游没有打观测孔，究竟该黏土防渗墙起了多大的作用，还难以用数据说明。为了弥补这一工作，论证防渗性能，还需通过墙体解剖化验说明。为此，在黏土防渗墙的轴线上挖了4个试坑，打了3个钻孔(见图10-4)，共进行了干密度63个、含水率128个、渗透38个、破坏坡降27个等项试验，汇总成果见表10-7、表10-8。

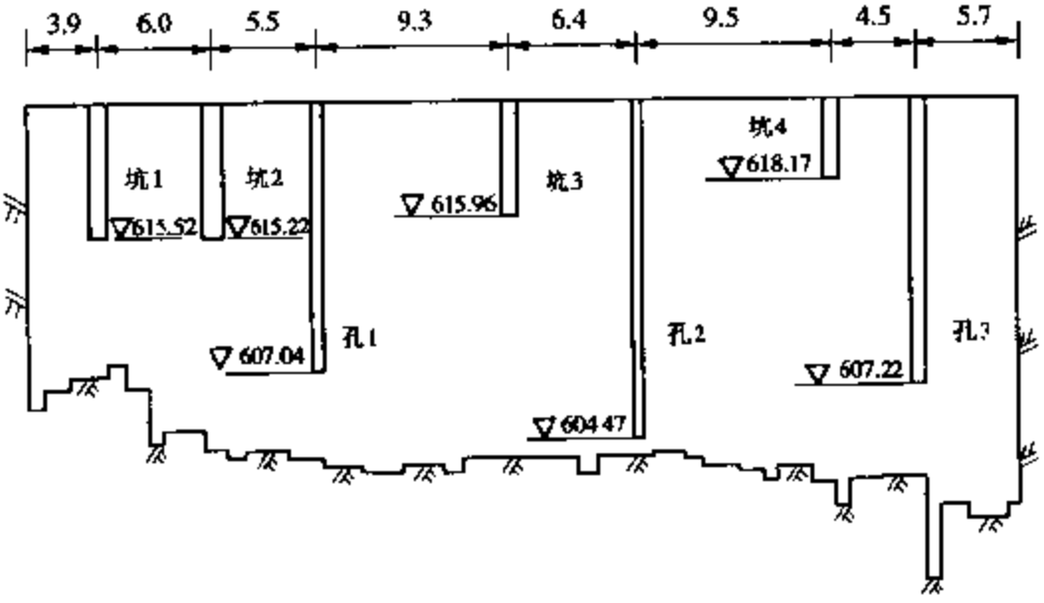


图10-4 黏土防渗墙断面及取样试坑、孔位置图(单位:m)

表 10-7　防渗墙体黏土颗粒组成

名称	颗粒组成(%)			D_{10}	D_{60}	D_{60}/D_{10}	土料名称
	>0.05 mm	0.05～0.005 mm	<0.005 mm				
防渗墙黏土体	36.0	45.2	18.8	0.002 3	0.024	18.26	重粉质壤土
防渗墙黏土体	24.0	51.0	25.0	0.000 4	0.026	65.00	重粉质壤土
槽孔泥皮	14.6	51.9	33.5	0.000 27	0.017 5	64.81	粉质黏土

关于黏土防渗墙技术性能的讨论如下：

(1)无论是试坑取的浅坑样还是由钻孔取的深孔样，防渗墙的黏土体都没有原状土块、层缝，而是呈现出一个较为均匀的软土体。因为该土料在填筑前，它的天然含水量为 16%～19%，接近塑限，这一点既有利于土体天然结构的破坏，又有利于防止吸水过多而泥化。另外当黏土填入时，有一部分泥浆残留在黏土块的孔隙之中，随着时间的延长，残留泥浆的水分被土块所吸收，致使土的天然结构破坏，团粒崩解、软化，形成了一个均匀的塑性体。

(2)三孔、四坑的资料表明，它的平均干密度为 1.563g/cm^3，含水率为 23.94%，饱和度为 88.8%，破坏坡降为 63，渗透系数为 8.85×10^{-5}～1.81×10^{-8}cm/s，具有良好的防渗性能。若将这些资料和表 10-5 所列举的黏土回填初期资料(干密度重 1.51 g/cm^3、含水率 28.9%、破坏坡降 7.43、渗透系数 7.56×10^{-3}～1.6×10^{-4}cm/s)相比，干密度、破坏坡降显著增大，含水率、渗透系数明显减小，体现了显著的陈化作用。

(3)由上述资料验证，该黏土体的各项指标间基本上符合下述关系式

表 10-8　黏土防渗墙体取样试验成果汇总表

坑孔号		含水率（%）	湿密度（g/cm^3）	干密度（g/cm^3）	饱和度（%）	渗透系数（cm/s）	破坏坡降
1号孔	范围	21.85～27.4	1.9～1.97	1.51～1.62	81.1～93.7	9.16×10^{-6}～8.85×10^{-8}	41～71.5
	平均值	24.82	1.902	1.53	87.57		57.3
2号孔	范围	20.2～26.4	1.86～2.01	1.48～1.68	83.8～95.03	8.83×10^{-5}～1.53×10^{-7}	47～83.5
	平均值	24.31	1.93	1.55	88.6		66.65
3号孔	范围	18～25.7	1.88～2.05	1.5～1.68	74.4～102	7.75×10^{-5}～1.81×10^{-8}	20.7～77.5
	平均值	23.0	1.958	1.591	88.8		56.96
1号坑	范围	20.9～26.1	1.83～2.29	1.49～1.61	71.5～97.8	1.48×10^{-6}～2.78×10^{-8}	25～105.1
	平均值	24.12	1.974	1.56	89.23		71.15
2号坑	范围	21.78～27.6	1.85～2.02	1.51～1.65	78.7～96.2	1.28×10^{-7}～4.36×10^{-8}	46.3～87
	平均值	24.06	1.945	1.568	89.91		70.85
3号坑	范围	21.9～24.1	1.93～2.00	1.57～1.63	85～92.5	5.15×10^{-5}～1.65×10^{-7}	46.1～70.2
	平均值	22.98	1.958	1.591	89.1		
4号坑	范围	23.6～25.5	1.9～1.99	1.54～1.59	85～98.5	1.71×10^{-7}～2.43×10^{-7}	59.7～74.8
	平均值	24.23	1.937	1.56	89.83		67.25
总平均	范围	18～27.6	1.84～2.02	1.48～1.675	71.5～102	8.83×10^{-5}～1.81×10^{-8}	20.7～105.1
	平均值	23.94	1.942	1.563	88.83		63
统计个数		64	63	63	63	38	27

$$\omega = W_P + BI_P$$

$$\rho_d = \Delta s/(1 + \omega\Delta s/G)$$

式中 ω——含水率(%)；

W_P——塑限(%)；

I_P——塑性指数(%)；

ρ_d——干密度，g/cm^3；

Δs——比重；

G——饱和度(%)；

B——调度，$B=0.4\sim0.5$。

(4)各指标间还有如下特点：一般含水率愈大，干密度愈小；渗透系数是随干密度及起始饱和度的增大而减小，这些现象也是符合一般规律的。

(5)从总的趋势看，上部干密度较大，含水率较小。经初步分析，取样前表层曾推去 2m 左右，这样一来，一是含水率有少许蒸发，二是上部受来往车辆的影响，则密度较高，三是上部距地下水位较远，黏土体中的水分易于向两边透水地基中排出。相比之下，中部受自重压力土体趋于固结，含水率最小，干密度最大；底部受地下水作用，干密度为小。

(6)为了进一步论证黏土防渗墙的性能，这里列举几座已建水中填土坝资料。

可以看出，水中填土坝和黏土防渗墙所用土料物性指标(颗粒组成、流限、塑限等)基本接近，连它们填筑后的含水率、干密度、饱和度、渗透系数等指标也基本一致，则两者的特性基本相似。故在黏土防渗墙资料特少的情况下，水中填土坝的资料是可以借鉴的。

还需指出的一点是，黏土防渗墙和水中填土坝两者除都是含水率大、干密度低的塑性体的共同点之外，也有不同点，即水中填土坝断面大、渗径长，对抗渗强度有利，但孔隙水不易排出，土体不

易固结,孔隙水压力不易消散。而黏土防渗墙墙身薄,又埋于透水地基之中,孔隙水易于排出,孔隙压力易于消散。

(7)黏土防渗墙和透水地基间有一层黏性较高的泥皮,它的厚度随原地基透水强弱而不同,一般透水性大、砾卵石架空处,相应泥皮较厚;砂砾石地基较为密实,透水性相对较小处,泥皮相应较薄。这种泥皮一则对固壁有利,二则对防渗墙的防渗也有协助作用。因为在造孔过程中,固壁泥浆的黏粒先附着于槽孔壁上,这样一来,附着于两壁上的黏粒必然较浆体和填土体的黏粒为高,正如表 10-7 资料所示,墙体黏土的黏粒含量为 18.8%～25%,而泥皮黏粒含量为 33.5%。黏粒含量大,防渗性能高,必然对墙体防渗性能有利。

泥皮虽薄,其作用不可低估。碧口电站下游围堰基础黏土防渗墙,槽孔长 50.8m,最大深度 25m,用泥浆固壁,没有出现塌孔。这样笔直的砂砾石槽孔,都是通过泥皮将泥浆压力传给透水砂砾石。小浪底工程 81.5m 深的混凝土防渗墙也是成功用泥浆固壁,而不曾出现坍落。

(8)黏土防渗墙是一个良好的塑性体,适应地基变形性强,这是它的另一个优点。近年来,在水利水电建设中,人们寻求塑性大、弹模小的塑性混凝土防渗墙料,其中一个主要途径就是渗入黏土料。如文献[5]中介绍,法国大屋坝的下池(Vetney 坝)采用塑性混凝土防渗墙,其配合比和物性指标为:砂 994kg,石(5～15mm)662kg,黏土 117kg(塑性指数 17),水泥 47kg,水 312kg,坍落度 18～20cm,R_{28}为 10～12kg/cm^2,E=2 000～3 000kg/cm^3。即砂:石:黏土:水泥=21.1:14.1:2.5:1。

可以看出,砂石之和为 91%,黏土占 6.4%,水泥占 2.58%,其中黏土是水泥的 2.5 倍。由此说明,在混凝土材料中,用黏土代替水泥,在确保防渗效果的条件下,可增大塑性,减小弹模,从这点讲,黏土防渗墙是有其优越性的。

如果将该例塑性混凝土和黏土墙体相比，前者有一定的强度（10～12kg/cm^2），较后者优越，但是由于砂石含量占91%，浇筑时如稍有不慎，易出现砾石集中，则防渗效果较差，此点是不如后者的。

10.5 小结

通过碧口电站下游围堰黏土防渗墙的试验、施工和应用，认为黏土防渗墙具有如下特点：

(1)材料费用低。据碧口电站施工经验证明，一方黏土的费用约为一方混凝土的1/11。

(2)附属设施少。黏土墙施工不需要混凝土骨料拌和、浇筑系统。

(3)工艺简单，施工方便。它可用自卸汽车将土料运至现场直接卸入槽孔；由一端填筑，一端排浆，黏土在浆下以7°～15°的倾角全断面上升。

(4)具有节省水泥、工期短的优点。

(5)由试验成果知，填筑一年半后，黏土体的平均干密度为1.563g/cm^3，含水率为23.94%，饱和度为88.8%，渗透系数为8.85×10^{-5}～1.81×10^{-8}cm/s，破坏坡降为63，说明黏土防渗墙具有良好的防渗性能，其规律和水中填土坝有所相似。

(6)该黏土防渗墙一般含水率较大，干密度较小，呈塑性体或极塑性体，一则陈化作用明显，二则适应变形能力强。

总之，黏土防渗墙有许多优点和可取之处，碧口电站在实际应用中积累了一定的经验，本章予以简介，供水利水电工程设计、施工参考，尤其是对那些水头在30m以下的临建性基础处理工程，应用此种处理方法是有实际意义的。

参 考 文 献

[1] 下游围堰黏土防渗墙室内试验的几点认识.水电部五局试验室.1971.8

[2] 碧口水电站砂砾石地基黏土防渗墙技术性能总结.水电部五局试验室.1973.8

[3] 碧口电站厂房基坑下游围堰黏土防渗墙施工技术总结.水电部五局五大队.1973.7

[4] 水中填土坝设计暂行规范(征求意见稿).水中填土坝设计规范编写小组.1960.3

[5] 潘家铮,哈秋龄.中国大坝委员会访法国西班牙简况.水力发电,1981(4)

[6] 郭庆国.关于黏土防渗墙的技术性能.西北水电技术,1984(4)

[7] 郭庆国.碧口水电站黏土防渗墙的技术性能.水力发电,1986(9)

第十一章　高压闸门充压式止水的试验研究与应用

11.1　概况

止水是水工闸门的重要部件，用以堵塞闸门与泄水建筑物接触处(埋件)间的缝隙，防止漏水。至于止水的形式，以往水工闸门常采用“P”形橡胶止水，在工程中发挥了良好的封堵作用。随着科学技术的发展，高坝建设和高水头电站的大力开发以及高压、深孔闸门的应用，人们在实践中发现，“P”形橡胶止水不能满足严密封堵的要求，其原因主要是：因高水头压力增大，而“P”形橡胶止水本身的结构形式是头大身小，大头部分用以止水，断面小的部分为固定位置，呈悬臂式的受力状态，承受的压力大时，弯拉变形较大，固定位置刚度不足而失稳，甚至出现外翻现象，止水效果减弱甚至失效，此时还会引起闸门振动以及在埋件处发生空蚀现象，危及工程安全；另一方面，“P”形止水摩阻力较大，增大启闭机的启闭力，使得启闭机和支撑构件复杂、操作困难等。因此，为了满足高坝、高水头水电站建设需要，需要研究、应用新型的止水。

自20世纪70年代以来，国内外闸门设计工程师们依据高坝、高水头电站建设的需要，为了经济、合理地选择高压闸门止水形式，从止水材料性质、机械性能、止水结构形式等方面进行了大量的试验研究工作，研究的宗旨是使新的止水满足以下几点要求：

(1)在闸门关闭时能严密封堵。

(2)闸门开启时摩阻力小，结构简单，机械构件少。

(3)闸门局部开启时,止水结构稳定、变形均匀,在狭缝射流条件下,闸门振动小。

(4)止水的形状、水力学条件好,并有良好的强度和耐磨性。

经过大量的试验研究,曾提出和应用的止水有数十种。尽管类型繁多,但从止水的工作原理方面讲,可归纳为两种类型:一类为压紧式止水,它是借助偏心铰的机械力,推动门体沿径向位移,使装在闸门上的止水或装在泄水埋件上的止水相互压紧,即闸门—止水—埋件三者之间相互压紧,这样在闸门关闭时起封堵作用,若闸门开启时,偏心铰反方向移动而松开;另一类是充压式止水,这种止水是装置在泄水埋件上,它是借助在止水背后内腔充水,使止水外伸与闸门压紧起封堵作用,当闸门开启时,卸去充压则止水回缩与闸门脱离。仅就充压方式而言,充压式止水也有两种形式:一种是仅在内腔充压,止水外伸压紧闸门起封堵作用,卸去充压则止水回缩与闸门脱开,此种称为充压式膨胀型止水;另一种充压式止水,靠向内腔充压止水外伸压紧闸门,靠向外腔充压止水回缩与闸门脱开,此种止水称为充压式伸缩型止水。相比之下伸缩型止水靠充压伸或缩,一般伸缩量大,封堵效果好,对高压、深孔闸门有利。

前述的几种止水各有自己的特点,相比之下,压紧式止水行程较大,适应性强,在高水头和深孔闸门上应用,但这种形式的闸门结构自重大,尤其支撑铰处受力较为集中,荷载大,结构复杂,操作难度大;充压式止水,靠一套充压系统向内腔或内、外腔充压,止水外伸或回缩,既能严密封堵又能脱开,闸门开启时,摩阻力小,则启闭机械力小,门体和启闭机械结构简单,操作方便,但是它的缺点是伸量不如压紧式止水。鉴于此情况,我们曾结合工程需要,开展高压闸门止水试验研究工作。这里对A型(具有膨胀型特色)和J型(具有伸缩型特色)两种类型、七种方案的充压式止水的试验研究内容简要叙述如下。

11.2 A型充压式止水试验研究

11.2.1 基本资料和试验条件

11.2.1.1 止水试件

止水试件由南京橡胶厂防70#、防100#两种配方的天然橡胶制成，称为橡胶止水(以下简称止水)，其物理机械性能见表11-1。

表11-1 止水橡胶件物理机械性能

止水型号	防70#	防100#
密度(t/m³)	1.2～1.3	1.2～1.3
新胶含量(%)	≥60	≥60
拉力强度(kPa)	24 500～27 400	19 600～24 500
肖氏硬度(Hs)	70～75	65～70
延伸率(%)	>400	500～600
弹性模量(kPa)	6 272～7 997	4 410～5 312
耐温(℃)	−40～+60	−40～+60
变形(%)	21.3	22.2
老化率(在70℃×72h条件下)	0.85～0.95	0.85～0.95
永久变形(%)	24	24

止水试件的截面与原型比例为1:1，变形特性和水密性试验用框形封闭式止水试件，平面尺寸为1 000mm×1 000mm，止水中心间距为800mm×800mm(见图11-1)。

为比选不同充压面形状止水的变形特性，在保持止水外形不变的条件下，按止水内腔不同体形设计了4种充压面形状的止水试件(图11-2)。

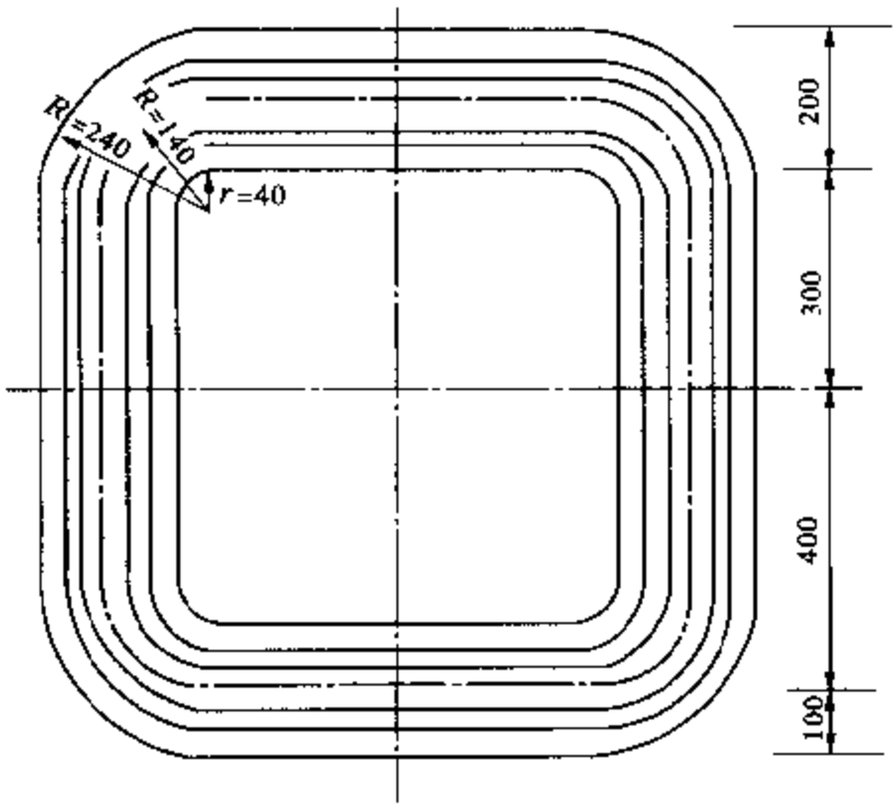


图 11-1　止水试件平面图(单位:m)

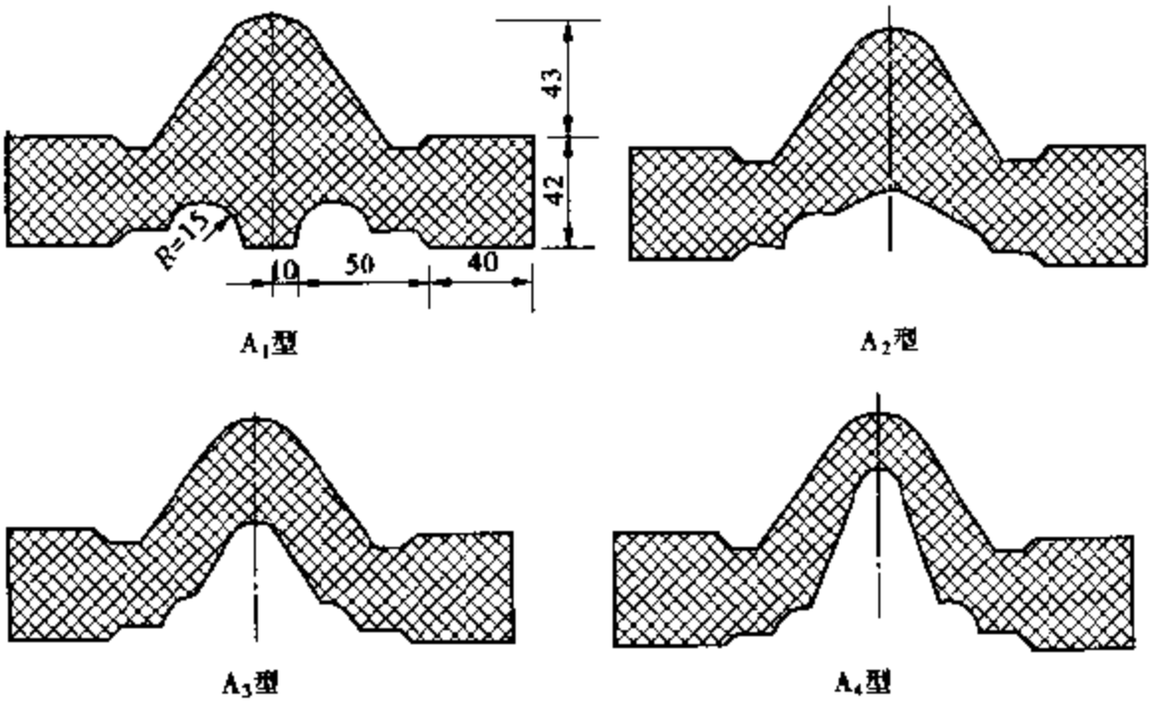


图 11-2　止水试件截面(单位:mm)

11.2.1.2 试验装置

止水试件与扣件装置如图 11-3，水密性试验台如图 11-4 所示。

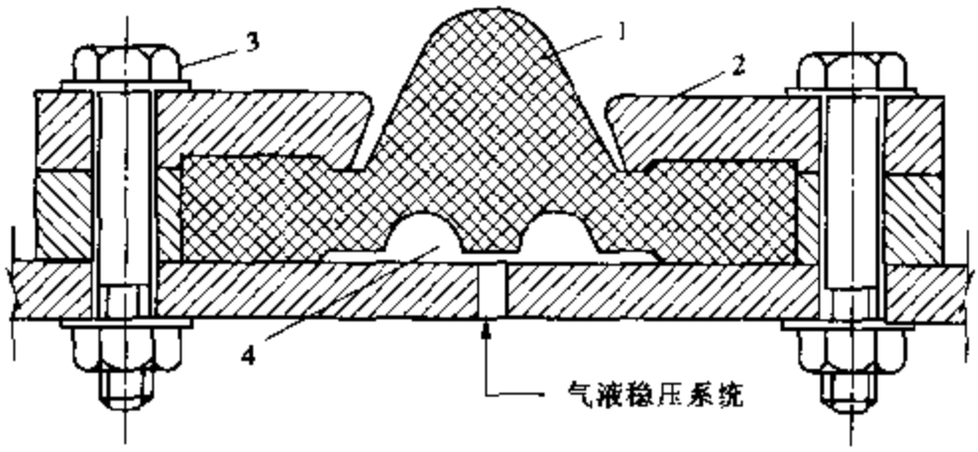


图 11-3 止水扣压件及座板结构形式

1—止水试件；2—止水扣压件；3—紧固螺栓；4—止水压力腔

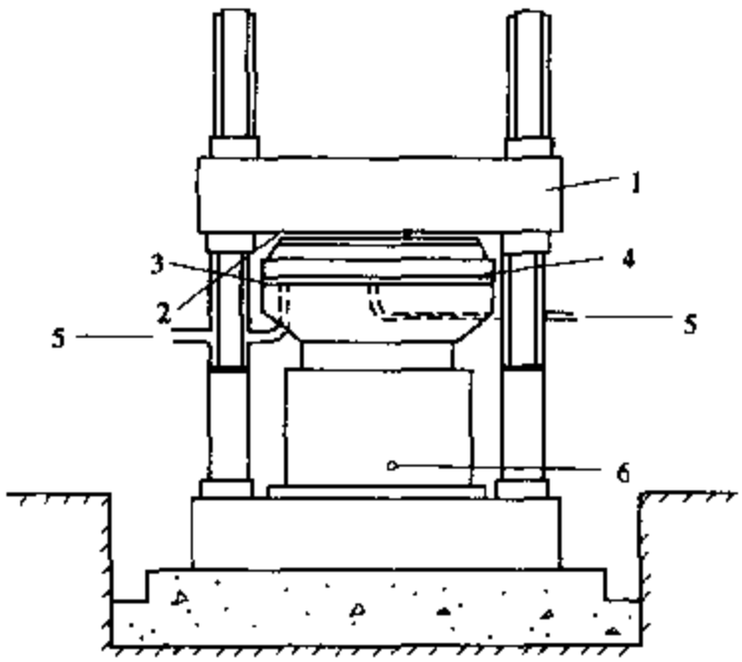


图 11-4 水密性试验台示意图

1—300t 反力框架；2—承压板；3—止水座板；4—止水试件及扣压件；5—气水稳压器；6—油压系统

11.2.2 止水内腔充压后外伸长度变形特性试验

11.2.2.1 试验方法与成果

充压采用空压机、压力库、定值稳压器、气水交换器等系统加压，用百分表测伸长变形量(精度为 0.01mm)。测试方法，是待一切安装就绪之后，启动空压机并调整稳压定值器施加的压力，在充压恒定下测得止水伸长变形量。具体测试成果如表 11-2 所示，充水压力与伸长变形量如图 11-5 所示。

表 11-2 充水压力与外伸变形量资料

充水压力(kPa)	止水类型							
	A_1 型		A_2 型		A_3 型		A_4 型	
	测次 n	外伸变形 ΔL (mm)	测次 n	外伸变形 ΔL (mm)	测次 n	外伸变形 ΔL (mm)	测次 n	外伸变形 ΔL (mm)
50	2	1.17	2	1.21	2	0.83	2	1.17
100	2	2.44	2	2.87	2	2.31	2	3.07
150	1	3.12	1	4.44	1	3.33	1	4.88
200	3	8.83	3	7.58	3	8.05	3	8.18
250	1	11.60	1	10.70	1	11.80	1	12.00
300	5	12.76	5	10.92	5	11.96	5	12.87
400	7	17.24	7	14.36	7	16.53	7	15.06
500	8	21.30	7	17.06	7	18.93	7	18.14
600	5	25.61	4	21.20	4	24.30	4	24.44
700	5	20.36	4	23.79	4	27.81	4	28.54
800	4	31.52	3	25.46	3	30.76	3	32.54

11.2.2.2 试验成果分析

11.2.2.2.1 压力与伸长变形量关系方面的直观分析

(1)由表 11-2 和图 11-5 资料表明，4 种类型的止水共同的特征是充水压力愈大，外伸变形量愈大。

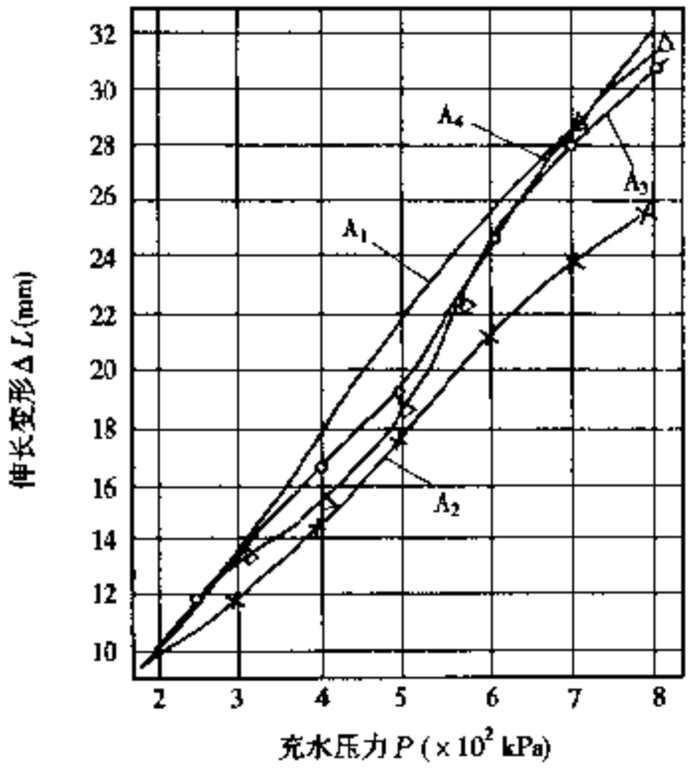


图 11-5　充水压力与外伸变形关系

(2)由于充压面形状不同,具体受力条件不同,反映在外伸变形量上亦有所不同.即使在同一压力下,各自的外伸变形量也不同,其中 A_1 型止水外伸变形量最大。

(3)经试验中观察,A_4 型止水的横向变形量最大,A_3 型次之,其形状如球状。而 A_1 型止水的横向变形甚微,其外形几乎和原来的形状相同。

(4)图 11-5 中 $P\sim\Delta L$ 关系曲线表明,A_1 型、A_2 型止水的外伸变形(指竖向即压紧闸门面板方向)量随充水压力的增大均匀上升,规律性较强;相反,A_3 型和 A_4 型止水在 $P<600$kPa 范围内,外伸变形量随压力增大的增长率较小,当 $P>600$kPa 时,外伸变形量随压力增大的增长率较大,出现前后规律不一致的现象。其原因主要有两点:一是该两种止水充压面呈"∧"形,作用在充压面上压力横向分力较大;二是这种止水的壁薄,在较小的压力($P\leqslant$

300kPa)下，发生较大的横向变形，使橡胶止水较早地与扣件挤紧，增大了摩阻力，影响外伸变形，故出现在 $P=300\sim600$kPa 范围内，外伸变形的增长率有所减少，当 $P>600$kPa 以后，由于压力增大，摩阻力有所克服，外伸变形量的增长率又有所增大。另外，A_3 型和 A_4 型止水，在充水压力作用下，横向变形较大，变形后的形状呈球状，且随压力的增大更为显著。A_1 型止水横向变形小，竖向伸长量最大，变形后的形状与原形状相同。

11.2.2.2.2 从充压受力状态方面分析

变形是力系作用的结果。就这四种类型的止水而言，由于它们的充压面形状不同，即使在同一充水压力下，力系的作用效果也不一样。当充水压力为 P 时，四种类型止水充压面上作用的水压力在竖向和横向的压力分量如表 11-3 所示。

表 11-3 橡胶止水内腔充压力系分解

力系分解		A_1 型			A_2 型		A_3 型		A_4 型	
		左	中	右	左	右	左	右	左	右
横向分力	量值	1.67P		1.67P	0.5P	0.5P	2.5P	2.5P	4.5P	4.5P
	方向	→		←	←	→	←	→	←	→
竖向分力	量值	1.67P	2.0P	1.67P	2.5P	2.5P	2.5P	2.5P	2.5P	2.5P
	方向	↑	↑	↑	↑	↑	↑	↑	↑	↑
	合力	5.34P			5.0P		5.0P		5.0P	

注：本表数字是按四种止水类型充压面的不同部分将所承受的充水压力 P 简略地分解为竖向分力和横向分力，供定性比较，相同部分从略。

表 11-3 表明，当充水压力为 P 时，作用在四种类型止水各自充压面上的竖向、横向分力显然差异较大，其中 A_1 型止水竖向分力最大为 5.34P，横向分力为 1.67P，方向相对，互相抵消，不会引起横向变形。A_2、A_3、A_4 型止水的竖向分力均为 5P，比 A_1 型小；

但横向分力差别较大，A_2 型为 $0.5P$，A_3 型为 $2.5P$，A_4 型为 $4.5P$，其方向均相反，是产生横向变形的主要因素。A_4 型横向变形最大，A_3、A_2 型次之。

总之，就橡胶止水的工作原理而言，在刚度与强度等条件允许范围内，止水沿封堵闸门面板方向的伸长变形愈大，有效封闭间隙的能力愈强，密封性能愈好。上述资料和分析表明，A_1 型止水伸长变形性能较好，在内腔充水压力达到 1.0MPa 时，防 70# 橡胶止水最大伸长变形为 32.93mm，防 100# 为 33.69mm（见图 11-6），伸长变形率分别达到 38.73% 和 39.64%，具有较好的封堵性能，并且止水的截面刚度大，有助于抵御射流吸附力及避免启闭过程橡胶止水头部的翻卷和摆动。

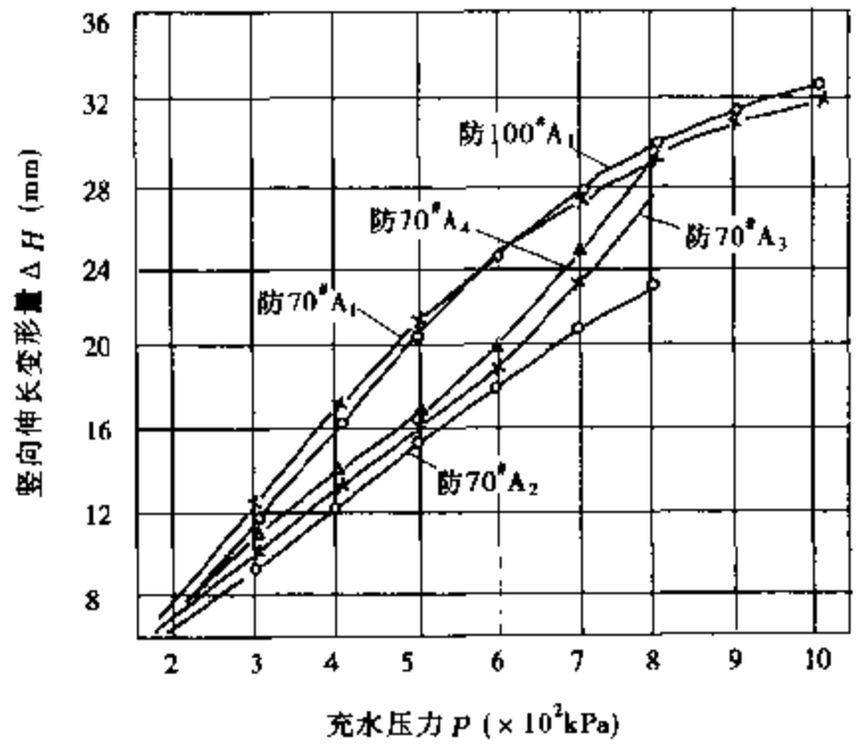


图 11-6　充水压力与竖向伸长变形关系曲线

11.2.3　闸门止水的水密封性能试验

止水是水工闸门的重要部件，用以在闸门关闭时，能很好地封堵闸门与泄水建筑物间的缝隙，使闸门安全地堵住水流，处于正常

工作状态，因此止水的好坏尚需进行水密性试验。

本次水密性试验台见图 11-4。试验台主要由 3 000kN 反力框架、承压板及洞缸等组成，与之配套的有 1 组 30MPa 油压稳定系统和 4 组 4MPa 气水稳压系统。框形止水试件与试验台上横梁盖板压紧，形成封闭腔体，用来施加模拟的库水压力，止水试件通过扣压件用螺栓连接固定在止水座板上，形成止水内腔压力室，框形止水中心内侧的紧固螺栓均作了密封处理，止水和压件（闸门面板）及座板结构形式见图 11-3。

（1）模拟橡胶止水与闸门面板间隙为零的情况，分级先充入库水压力 P_k，使之呈射水状态，再向止水内腔充入同级压力 P_N，橡胶止水伸长变形顶紧面板，此时射水停止，也无漏水，再施加下一级压力，反复进行，最大压力加到 1MPa，防 70# 、防 100# 橡胶止水均可在 $P_N = P_k$ 的情况下严密封水，即在 100m 水头范围内，利用库水向橡胶止水内腔充压，止水可封堵同一水头的库水。

（2）模拟闸门封水情况，使止水与闸门面板之间预留不同间隙，再分别施加库水压力和止水内腔压力，得出各种间隙下封堵不同水头库水时橡胶止水内腔所需的充压值，结果见图 11-7。如果直接引用库水向止水内腔充压，即 $P_N = P_k$ 时，防 70# 止水在 40～80m 水头、防 100# 止水在 30～80m 水头范围内的最大封闭间隙为 5mm。直接利用库水向止水内腔充压，可减少一套供水加压装置，使操作维修都较为简便，但在中低水头范围，由于 $P_N = P_k$ 的限制，止水内腔压力较低，伸长变形不足以封闭较大间隙，其封闭间隙的能力不能充分发挥。若设置专门供水加压装置向止水内腔充压，橡胶止水与面板间隙为 15mm，封堵 80m 库水头时，防 70# 止水需向内腔充压 1.03MPa，防 100# 止水需向内腔充压 0.98MPa。根据一些高水头闸门设计和运行资料分析，若要求闸门启闭过程中与橡胶止水无摩擦，一般平面闸门与止水预留间隙值为 10～15mm，弧形闸门为 15～20mm。若据此估算，膨胀型止

水用于平面闸门其最大封闭水头为 70～90mm，用于弧形闸门为 50～70mm。

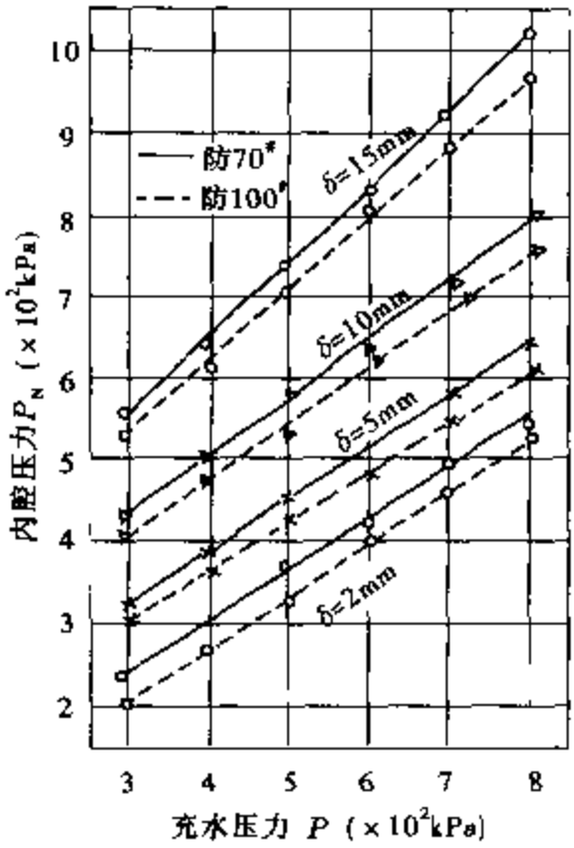


图 11-7　不同间隙值 δ 时 $P_N \sim P$ 关系曲线

11.2.4　止水的摩擦耐久性能试验

在闸门启闭过程中，闸门与止水脱开时将产生高速喷射水流，为防止从门顶射水，一般需在门楣上设一道顶止水，并使止水与闸门有一定的预压缩量，闸门在启闭过程中将与止水产生滑动摩擦。橡胶止水摩擦试验的目的主要是验证止水的磨损程度和撕裂破坏情况。

(1)摩擦试验采用条形止水试件，长度为 300mm。采用条形止水试件须解决内腔两端的密封问题，曾比较过多种方案，最后采用向止水内腔填入乳胶的充压密封方法，在止水两端设置表面光

滑的挡板，减小止水伸长变形时与挡板的摩擦。乳胶袋壁厚2mm，曾反复充压达1MPa无损坏。这种方法的显著优点是端部基本无约束，简便而可靠，可供工程顶止水采用中参考。

(2)摩擦试验用防70#止水试件，向止水内腔充压，使止水伸长变形，并顶紧滑动钢板压缩5mm。止水的对摩材料为A_3钢板，表面粗糙度$R_a=12.5\mu m$，摩速约为5.4m/min，使止水分别在干燥状态和清水介质中作有间歇的摩擦，即以摩擦行程30m作一次间歇，每300m摩擦行程将止水试件拆下进行称重和测量磨损深度，并观察止水试件有无撕裂破坏情况，总摩擦行程为2 100m。试验结果见图11-8。

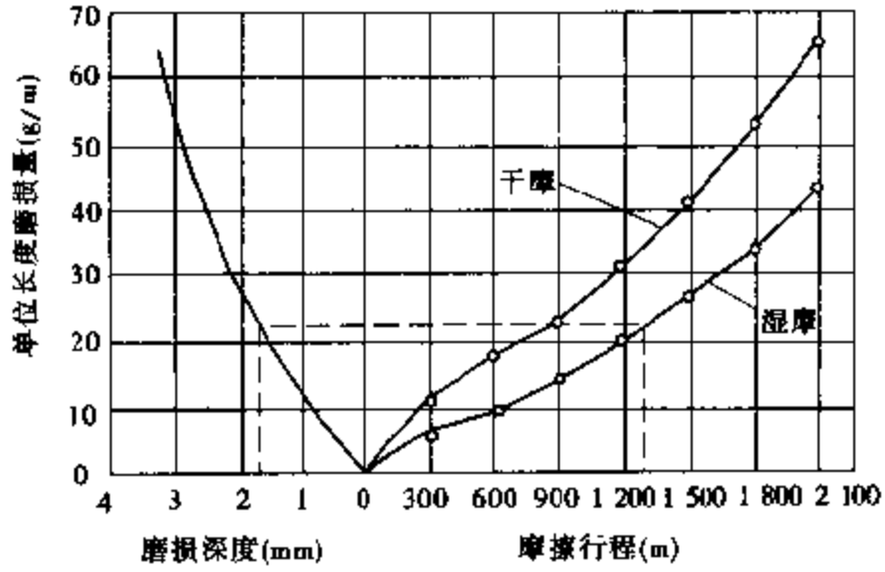


图11-8 膨胀型止水摩擦试验成果

试验结果表明，止水干摩擦的磨损量明显大于清水介质中的磨损。在干摩擦状态下，止水由于低导热率引起温度快速升高，使止水产生热软化破坏作用，加速其老化和磨损。试验观察发现：当摩擦行程为600m时，止水摩擦面较粗糙且出现起皮现象，随着摩擦行程的增加，止水摩擦面上不断积存被磨损的黏滞状橡胶，且须经常清理滑动钢板上的残余橡胶。橡胶止水在清水介质中摩擦，

则由于水的润滑与散热冷却作用，止水老化磨损程度明显低于干摩擦。当摩擦行程约为 1 800m 时，止水摩擦面才开始变得粗糙，但无起皮现象。摩擦行程为 2 100m 时，止水在清水介质中摩擦，其磨损量约为干摩擦的 2/3。因此，在闸门实际运行中应避免在无水润滑条件下启闭闸门。从闸门运行情况看，闸门开启时面板是湿的，橡胶止水处于有水润滑情况；闸门下落关闭时，面板是干的，此时应洒水润滑，以减小摩擦阻力，延长橡胶止水的寿命。由图 11-8 可以看出，若将橡胶止水的使用期按清水介质中摩擦 2 100m考虑，止水在正常使用期内的最大磨损深度为 2.52mm，在设计止水的有效封闭间隙时，其磨损深度值不应被忽略。

(3)摩擦试验中虽然未发现橡胶止水有撕裂破坏现象，但就充压型止水内腔充压膨胀变形这一特点来说，止水外表面常处于较高的拉应力状态，在启闭闸门时，受摩擦阻力作用，橡胶止水将沿闸门运行方向倾斜变形，此时止水受拉一侧的拉应力将进一步增大，若止水外表面有砂眼、气泡等损伤缺陷，则极易在缺陷处发生撕裂破坏。如一封闭式框形试件，因外表在浇筑成型时有缺陷，虽经填补修复，但试验中当内腔充压为 0.5MPa 时，止水试件便从缺陷处迅速撕裂。因此，对充压型止水元件应规定严格的技术要求和检验措施，以免在运行中发生突然破坏事故。

11.2.5 小结

A_1 型止水可通过控制止水内腔压力来调整止水的伸长变形量，其密封性是可靠的。这种止水结构简单、操作和维修方便，是一种封水效果较好的新型止水。该种止水适用于最大工作水头为 50～70m 的弧形闸门和 70～90m 水头的平面闸门。龙羊峡水电站底孔事故检修门(链轮平面闸门)采用了 A_1 型止水，水密性能良好。这种止水装置在控制闸门启闭过程中喷射水流可能导致的闸门振动及止水蠕变引起止水效能降低等方面均比常规“P”形橡胶止水优越。

11.3 J_3 型充压式止水的试验研究

在高压闸门止水研究中曾提供许多类型，前节中叙述了 A 型止水试验，这里将 J 型的试验研究内容介绍如下。

11.3.1 J_3 型止水试验模型

J 型止水有 J_1、J_2、J_3 三种形式(见图 11-9)，相比之下，J_3 型不仅继承了 J_1、J_2 型的优点，而且有其独到之处，故本次以 J_3 型为主要试验研究内容。由于尺寸不同，J_3 型又分为 $J_{3\ a}$、$J_{3\ b}$、$J_{3\ c}$(以下简述为 a、b、c)三种止水元件，它们的外形平面尺寸同图 11-2(平面周边尺寸为 1 000mm×1 000mm，中心距为 800mm×800mm)，断面形状见图 11-9，具体尺寸见表 11-4，材料性能见表 11-5。

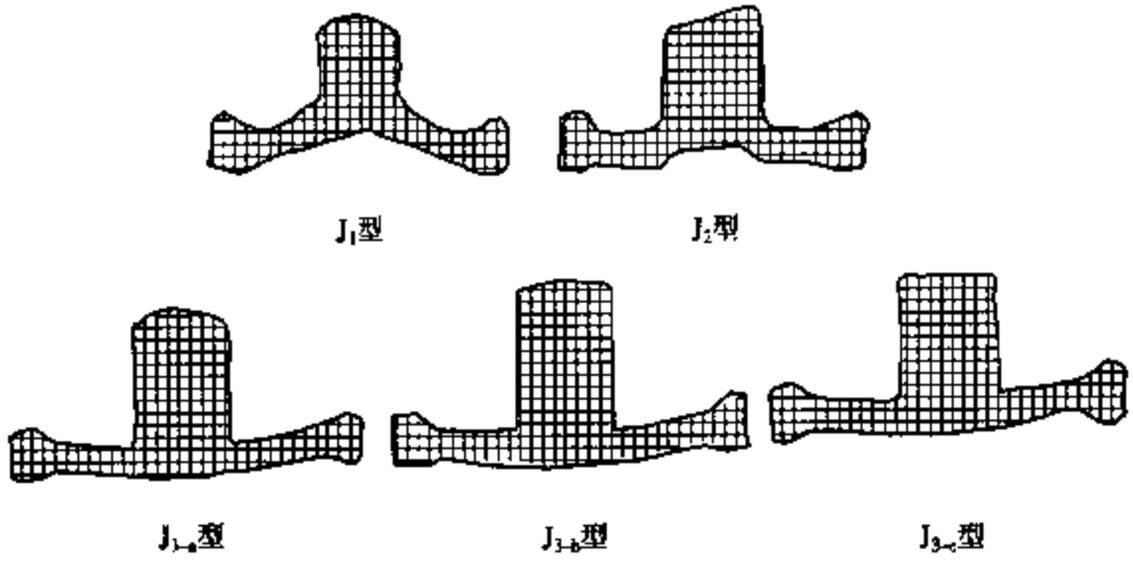


图 11-9 J 型止水试件断面图

表 11-4 断面尺寸 (单位:mm)

型号	高	翼厚	头部形状
J_{3-a}	104	20	圆弧状
J_{3-b}	112	28	圆弧状
J_{3-c}	100	28	线形

表 11-5　止水材料物理机械性能

硬度 (A)	扯断伸长率 (%)	扯断强度 (MPa)	拉伸模量(MPa)			
			100%	200%	300%	400%
58	468	25.5	3.25	4.06	4.93	5.36

止水装置同止水元件相匹配设计制成(见图 11-10)。装置主要由内、外扣压件、底盘等组成,背腔由扣件与底盘压紧止水元件翼部形成,可充入高压。

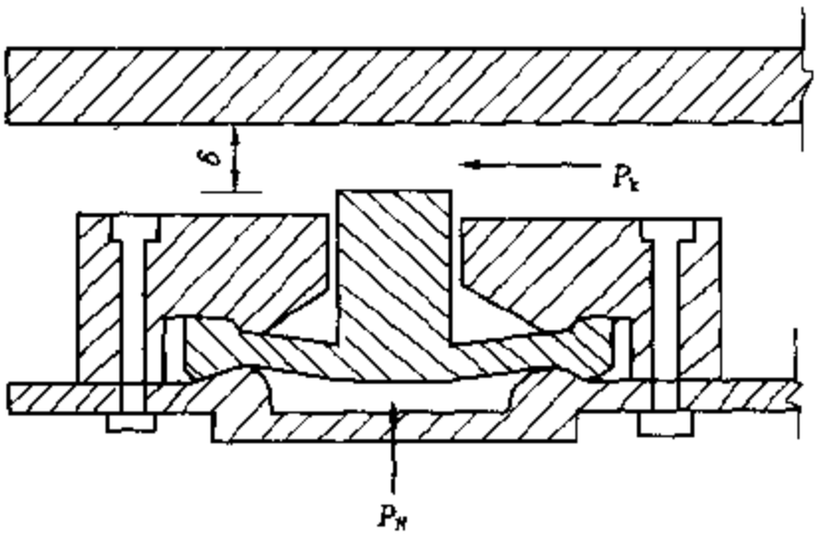


图 11-10　止水装置

试验设备见图 11-4。主要由反力框架、面板、油压系统组成,其中反力框架设计荷载 3×10^3kN。设备附设一套气水交换充压系统。

11.3.2　止水伸缩特性

框形止水元件经过装配,在无面板约束工况下,充背压(P_N)测试外伸变形(H)和回缩变形(H'),P_N 由小到大逐级增加,且每级 P_N 均测量不同位置的 8 个 $H(H')$值,取其平均值,可得 $P_N\sim H(H')$关系曲线(见图 11-11)。

由图 11-11 可以看出,J_3 型止水伸缩变形有如下特点:

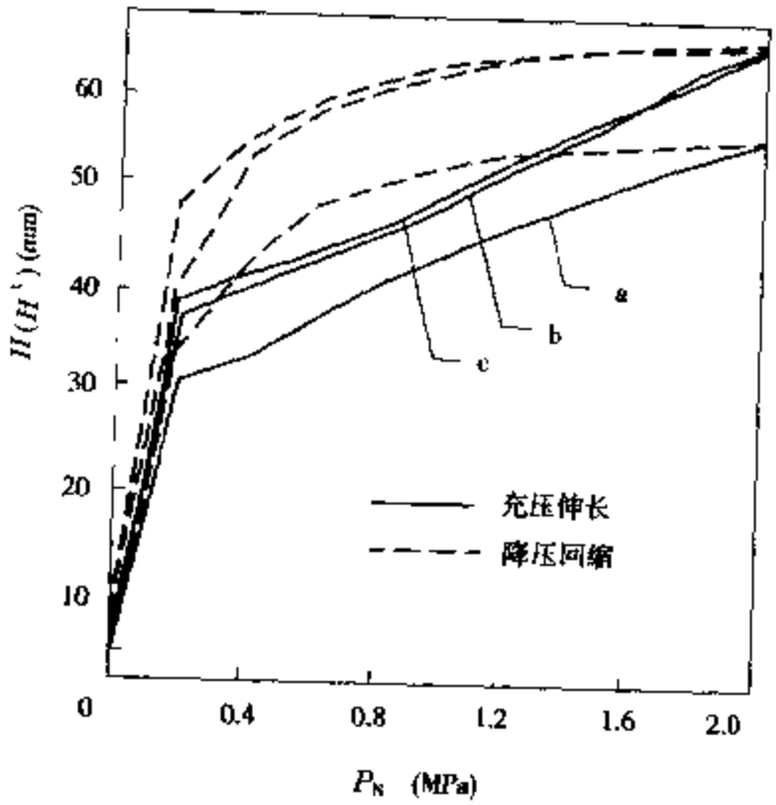


图 11-11　充压 $P_N \sim H(H')$ 关系曲线

(1)当止水元件充背压(P_N)后，a、b、c 型均有显著的外伸变形，规律性较好。由于制作材料及背腔形式皆相同，因此($P_N \sim H(H')$)关系的变化规律相似。

(2)当背腔充压 $P_N = 2.0$MPa 时，J_3 型止水均具有显著变形，为55～67mm，说明 J_3 型止水底部形式具有背压小而外伸变形大的特点。但从外伸变形的过程看：充背压初期 $P_N \leqslant 0.2$MPa，J_3 型止水外伸变形迅速增长，外伸量较大，为 30～38mm；随着背压的增加，$P_N > 0.2$MPa，外伸变形增长率相对减小，从 $P_N \sim H$ 变形规律看，前后两段皆是线性关系呈折线型，折点约在 $P_N = 0.24$ MPa 处。分析此特点认为，充背压初期($P_N \leqslant 0.2$MPa)，止水装置中的前部因有空腔，此止水元件和扣压件摩擦阻力小，因此外伸变形增长较快，此时的外伸变形，除止水本身的变形外，主要是止水翘起的外伸变形。但随着背压的增大($P_N > 0.2$MPa)，止水元件翼部

向上翘起，与扣压件有所接触，前部空腔体积减小，止水元件与扣压元件摩擦阻力增大，使止水不易外伸。因此，J_3 型止水背压 $P_N>0.2$MPa 工况下，变形率减小，此时外伸变形主要是止水本身的变形量。

(3)由图 11-11 可以看出：b、c 型止水截面高度分别是 112mm、100mm，翼厚均是 28mm，而 $P_N\sim H$ 关系相近。说明止水外伸变形受截面高度影响较小，而影响外伸变形的主要因素是翼部厚度。其中a 型翼厚是 20mm，较 b、c 型小，而 P_N 相同工况下，变形反而小，似有悖于常理。经分析认为，a 型翼厚小，易翘起，使止水元件翼部与扣压件接触，摩擦阻力较 b、c 型先期作用，从而影响外伸变形。试验资料说明，J_3 型止水翼厚取 28mm 较合理。

(4)由图 11-11 $P_N\sim H^t$ 关系可以看出：J_3 型止水回缩变形规律相似；b、c 型止水翼厚同为 28mm，且 $P_N\sim H^t$ 关系相近，说明止水回缩变形受截面高度影响小，受翼厚影响较大。正如 a 型较 b、c 型翼厚小，在相同工况伸长、回缩变形较小，背压 $P_N\leqslant 0.2$MPa 时，J_3 型止水均显示迅速回缩的特点。

(5)由图 11-11 $P_N\sim H^t$ 关系同 $P_N\sim H^t$ 关系比较可以看出：止水外伸与回缩具有明显的不可逆性。即降压至充压同级时，降压外伸变形均高于充压变形，出现一定的“残余变形”。我们知道橡胶材料作为黏弹性体，回缩时变形小，反映在图 11-11 中的变形值仍处在外伸变形之上。其原因经初步分析认为：除了黏弹性决定的残余变形外，主要是背压 $P_N\leqslant 0.2$MPa 时，止水与扣压件摩擦阻力减小，回缩变形显著增加。当 $P_N=0$ 时，仍约有 4mm 的残余变形。残余变形显示了黏弹性材料既有黏性变形又有弹性变形之特征；残余变形值对修正闸门止水设计预留间隙具有参考价值。

11.3.3 止水水密特性

将装配的框形止水装置放入试验设备中，利用油压系统调整

面板位置达到要求的间隙 δ，再启用气水交换充压系统分别充背压 P_N 和封水压 P_k，可得不同 δ 值的 $P_N \sim P_k$ 曲线，见图 11-12。

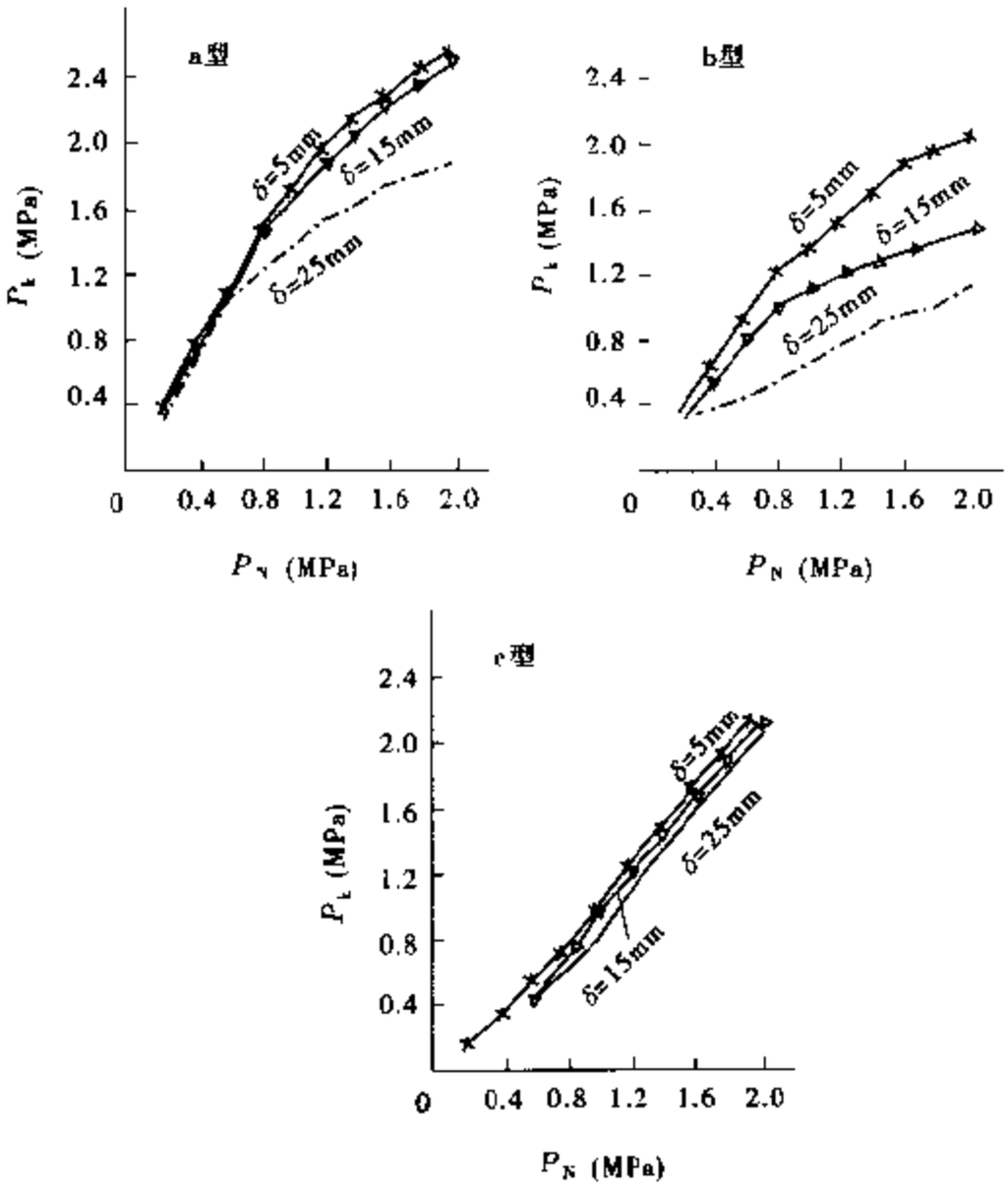


图 11-12　充压 $P_N \sim P_k$ 关系曲线

(1)由图 11-12 可以看出，J_3 型止水水密特性有如下特点：

a、b、c 三种止水水密特性均是封水压 P_k 随背压 P_N 的增加而增大，随间隙 δ 的增加而减小，仅因截面不同，封水压 P_k 增大或减小的幅度有所差异。

(2)图 11-12 中 a、b 型止水比较：a 型止水间隙 $5 \leqslant \delta \leqslant 15$mm

时,封水压 P_k 较接近,间隙 $15<\delta\leqslant25$mm,背压 $0.8<P_N\leqslant2.0$MPa 时,封水压 P_k 均急剧减小,当间隙和背压相同时,a 型止水 P_k 值高于 b 型止水。观察止水工作过程发现,b 型止水截面高度大于 a 型止水,受封水压作用容易向外侧倾倒,因而降低了 b 型止水水密性。a、b 型止水同 c 型止水比较:c 型止水间隙 $5\leqslant\delta\leqslant25$mm 时,封水压 P_k 相近,且 $P_N\sim P_k$ 变化规律相似。c 型止水截面高度均小于 a、b 型止水,且头部呈线形状,使其受封水压作用时,克服了头部向外侧倾斜的缺点,同时使 c 型止水背压 $P_N>1.4$MPa 时,具有较好的封水性。再从"O"形密封圈的工作原理分析,c 型止水头部与面板接触面积较大,不利于严密封水,使 c 型止水背压 $P_N\leqslant1.4$MPa 时,封水压小于 a、b 型止水。间隙和背压皆相同时,止水封水性较优。

(3)综合考虑水工闸门启闭中受摩擦阻力及止水制作工艺等因素的影响,取闸门预留间隙 $\delta=15$mm 时,a、b、c 型止水封水压 P_k 值见表 11-6:其中 a 型止水 P_k 均大于 P_N,即 $P_k=P_N$ 工况下,止水工作是安全可靠的;c 型止水 P_k、P_N 相近,但 $P_k\sim P_N$ 关系近似线性,当 P_N 增大时,P_k 亦会增加,由此可以认为,c 型止水仍具有较好的封水潜力。至于 P_k 没有 a 型大的原因主要是头部形式不如 a 型好。

表 11-6　$\delta=15$mm 止水封水压 P_k 值

背压 P_N(MPa)	0.80	1.20	1.60
a 型止水 P_k(MPa)	1.41	1.81	2.18
b 型止水 P_k(MPa)	0.94	1.14	1.30
c 型止水 P_k(MPa)	0.70	1.20	1.61

综上所述,J_3 型止水水密性不仅受止水元件截面高度影响,而且受止水头部形式的影响。试验研究证明:止水头部圆弧形较

好;b 型截面较高,容易歪斜,封水性差;a 型高度适中,c 型次之,但 c 型头部形式较差,封水性差,而翼厚 28mm 较好。

11.3.4 小结

伸缩式 J_3 型止水结构简单合理,操作方便,在高水头水工闸门中有着广阔的前景。

综合 a、b、c 型三种止水的外伸变形和水密性研究结果,J_3 型止水以头部为圆弧形、截面高 104mm、翼厚 28mm 的止水截面较优。

该种止水,在间隙 $\delta=15$mm 时,背压水头 80～120m 工况下,封水水头可达 140～180m。

11.4 对橡胶止水充压面形式的研讨

11.4.1 充压式止水应用举例

由于充压式止水具有当闸门关闭时外伸压紧闸门面板,水封性好,启闭过程中又能与闸门面板松开,摩阻力小,结构、附属设备简单等优点,且形式各种各样,各有自己的特点,受到国内外许多学者的重视,不同程度地进行研究和应用。为进一步研讨充压面的形式,现在图 11-13 中列举 10 种类型略述如下。

其中 A 型、B 型止水,曾在努列克工程闸门上应用,如 3.5×9－110m 链轮平面门;B 型在龙羊峡水电站底孔 5×9－120m 链轮平面门应用,它们为压紧式止水。而 B 型用在白山水电站底孔 4×4－75m 弧门顶止水,为充压止水型,充压面为波浪式曲面型;一类是充压面呈弧面型,如 C 型、G 型类,曾用于恰尔瓦克深孔5×6－80m 弧门;一类是充压面呈平面的 E 型止水,是美国学者 Edward J. Traut 研究适用于 182m 水头的止水,F 型是文献[7]中介绍的两种规格分别为 40m、70m 水头的止水;一类是日本学者上田幸彦研究的一种充压面为平面不对称型止水[5],试验水头为 150m;另外,原苏联学者 A. H. raayrцн 等人研究提供的聚氯乙烯材料制作止

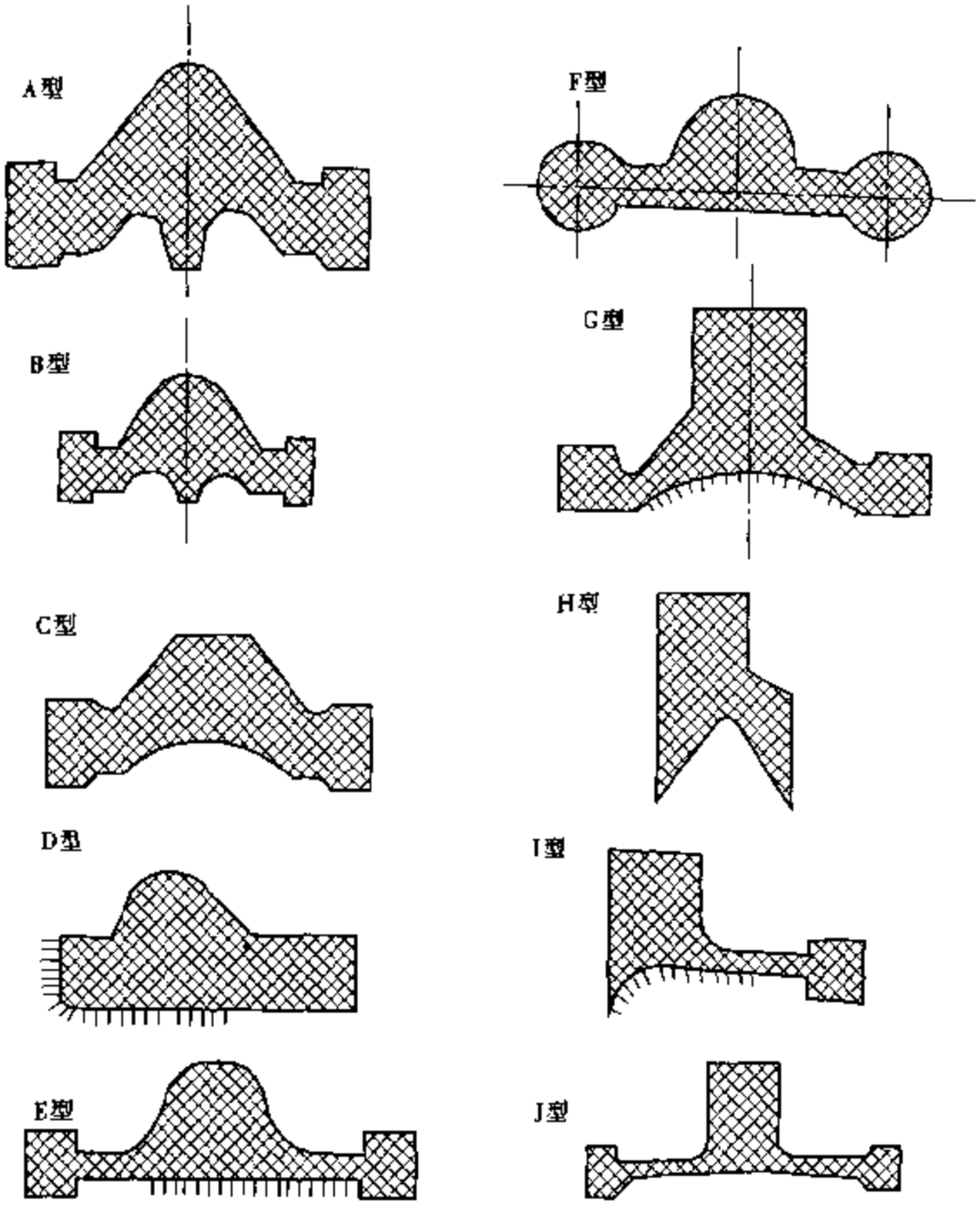


图 11-13　几种止水类型断面图

水。J型与G型充压面形式相仿。I型、H型属活塞式止水，充压面具有“Λ”形类型，试验水头 250m。

11.4.2　对止水充压面形式的研讨

从上面列举的几种止水看，充压面的形式大体为平面型、弧面

型、波浪式曲面型、斜面型，即“—”、“⌒”、“W”、“∧”四种类型，这些类型各有其特点和可取之处。前述研究成果和应用的实践经验表明，由于充压面形式不同，它们的受力状态、外伸变形量不同，同时水密封的效果也不同，一般平面型、波浪式曲面型伸向闸门方向的竖向分力较大，外伸变形量大，压紧闸门面板的效果较好。斜面型横向分力较大，因而横向变形较大，这种变形不但影响外伸变形，还会促使橡胶止水疲劳甚至引起橡胶止水强度破坏，这些现象随斜面愈陡愈明显，当然这种变形对活塞式止水而言，对充压室密封还是需要的。当充压面为弧面时，由于充压面中部向上翘起，必然产生横向分力，增大横向变形，其大小与弧度有关，一般弧度愈大，这一现象愈显著，弧度愈小，横向分力愈小，趋于平面型的效果。故从充压止水在充水压力作用下，外伸压紧闸门面板起密封止水要求出发，充压面的形式以波浪式曲面型、平面型较好，弧面型次之，斜面型较差。

11.4.3 关于橡胶止水结构型式的讨论

(1)由于充压止水的工作原理是借充水压力橡胶止水外伸压紧闸门面板，从而起密封止水作用。启闭过程中橡胶止水收缩与面板松开，减小摩阻力，这就要求橡胶止水充压后能伸得出，卸压后能缩得回，从这点讲，对称型止水受力均匀，刚度大，伸缩中不容易发生歪斜，工作条件较好。

(2)高压闸门既承受高水头压力，又受高速水流的作用，除了闸门关闭期间处于密封状态外，在启闭开始状态时，闸门与止水缝间必有水流射出，从水力条件讲，橡胶止水头部采用曲面流线型(接近溢流堰顶曲线型)较平头型为好。

(3)充压止水是背部充压，橡胶止水外伸压紧闸门面板面止水，则橡皮头部的外侧面为受拉区，除了要求材料性能满足强度、变形及抗拉等要求外，在加工制作过程中必须保证质量，均匀无气泡、砂眼、损伤等弊病，否则充压后易出现撕裂破坏。

(4)从橡胶止水和闸门接触点看,圆头型(曲面流线型)和闸门一开始为线接触,即使在较大的充水压力下,止水为了压紧面板后略有变形,接触面加宽转为面接触,但这种接触面比起平头型止水还是要小得多。接触面积小,单位压力大,压得愈紧,同时止水变形容易弥补闸门面板加工精度误差,密封止水条件较好。另外,人们知道,在一般密封元件中比较成熟的经验是"O"形密封圈的密封性能好,从这一原理看,还是圆头型(曲面流线型)比平头型优越。

参 考 文 献

[1] 郭庆国.关于高压闸门充压式橡皮止水的探讨.金属结构,1987(2)

[2] 郭庆国.关于高压闸门充压式止水充压形式的研究.水力发电,1987(12)

[3] 王泽生.膨胀式止水试验研究.水利水电技术,1991(8)

[4] 郭庆国,王泽生.高压闸门膨胀型止水试验研究.见:水利水电科学研究(西北院论文集).西安:西安交通大学出版社,1993

[5] 杨鹏,郭庆国.高压闸门伸缩式 J_3(即Ⅲ型)止水试验研究.陕西水力发电,1993(3)

[6] 章继光,刘茂社.水工高压闸门膨胀式止水性能研究.陕西水力发电,1992(2)

[7] (美)Edward J. Traut.高水头闸门止水研究.见:陕西机械学院水利系译文集.1983

[8] (苏)А. Н. гааутцн, Л. М. Розци, А. С. Резцков.章继光译,李正祥校.陕西机械学院水利系,1983(9)

[9] (日)上田幸彦,等.高压弧门滑动式止水形式.韩立译,章继光校.陕西机械学院水利系,1983(9)

[10] (苏)Г. А. 博罗恩斯基.水工建筑物深孔闸门.陆望程,等译.北京:电力工业出版社,1981

[11] 宝珠寺水电站右底孔 4×8－80m 工作闸门止水试验研究报告.水电部西北勘测设计研究院科研所,1985

第十二章　水工闸门尼龙滑块的试验研究与应用

12.1　引言

水利水电工程的水工闸门，以往多是应用钢、胶木等作为滑块，这种材料一般造价较高。因此，闸门设计的工程师们在保证闸门工作条件的前提下，尽量采用先进技术，利用新材料，达到降低工程造价、改善工作条件的目的。

碧口水电站引水洞进口的拦污栅、挡水门及出口的尾水门的主滑块采用 Mc 尼龙$_6$ 材料。一项新的技术，是需要先做试验研究工作的。确定尼龙材料作为主滑块，能否满足闸门启闭运用要求，其中主要应了解该材料的机械性能和轨道间的摩擦系数等，为设计提供科学依据。经运行实践证明，碧口水电站自 1976 年发电至今 28 年的运行，闸门的工作情况是良好的，说明用 Mc 尼龙$_6$ 作为主滑块是成功的。本章除将其测试方法及有关成果略作介绍外，并对摩擦系数有关问题进行一些研讨。

12.2　尼龙滑块的受力条件及试验要求

12.2.1　尼龙滑块的受力条件

水压力通过主梁传给支承端柱，主滑块则承受支承端柱传来的荷重，再通过埋设件传给门槽至基础。其中拦污栅的主滑块承受的最大荷重为 18t；挡水门的主滑块承受的最大荷重为 18t；尾水门的主滑块承受的最大荷重为 92.4t。

12.2.2 对滑块试件的要求

(1)试件表面平整,无气泡、裂纹、分层和机械加工损伤等;

(2)试件需在温度 25℃、湿度(65±5)%条件下预放不少于 16h;

(3)材料试验机的荷载相对误差不大于±1%;

(4)抗压试件要求为长立方体,边长为(10±0.2)mm 的正方形,高(20±0.2)mm,上下平行和轴垂直,各处高差不大于 0.1mm;

(5)抗弯试件长(120±1)mm、宽(15±0.2)mm、厚(10±0.2)mm;

(6)硬度试件宽不小于 15mm,长不小于 25mm,厚不小于 4mm;

(7)Mc 尼龙$_6$ 滑块对钢板的摩擦试件长 10cm,宽 6cm,曲率半径 R 为 20cm,高 5cm。

12.2.3 滑块和钢板间摩擦试验要求

(1)测定尼龙滑块与 A_3 钢板和 16 锰钢间的摩擦系数。

(2)测定锈蚀和不锈蚀两种类型的钢板和尼龙滑块间的摩擦系数。

(3)上述摩擦试验分别在干燥、清水、混水等条件下进行。

12.3 Mc 尼龙$_6$ 材料的机械性能的测试

12.3.1 硬度试验

塑料材料抵抗其他较硬物体压入的性能,称之为塑料硬度。硬度值的大小是表示塑料软硬条件的定量指标。由于该指标与其他力学指标有关,加上硬度测试方便、迅速,试件不破坏等优点,所以常用该指标反映其他力学性能。

(1)测试方法分为动载法和静载法两种。在静载法中有布氏硬度、洛氏硬度、邵氏硬度。本试验限于条件用布氏硬度计测定。

(2)布氏硬度测定的基本原理是用一定直径的钢球,在规定的负荷下,压入试件并保持一定时间后,以试件上的压痕深度或直径

算出单位面积上所承受的压力来表示。其关系式和有关参数如下：

试件厚度＞6mm，负荷时间 60s，钢球直径 $D=10$mm，负荷 $P=250$kg。

$$P = 2.5D^2 \tag{12-1}$$

$$HB = P/(\pi hD) \tag{12-2}$$

或

$$HB = 2P/[\pi D(D-\sqrt{D^2-d^2})] \tag{12-3}$$

式中 h、d——压痕深度、直径，mm；

HB——布氏硬度，kg/mm^2。

12.3.2 抗压强度试验

抗压强度是在试件上加压荷载至破坏(脆性材料)或产生屈服现象(非脆性材料)，原单位面积上所承受的荷载。根据这一定义，尼龙材料的强度为压缩屈服强度，用 σ_c 表示(kg/cm^2)，压缩弹性模量 E_c(kg/cm^2)是应力—应变关系线在比例极限范围内应力应变的比值。试验成果见图 12-1、表 12-1。

12.3.3 抗弯强度试验

该试验采用简支梁法，将试件放在两支点上，加集中荷载，使

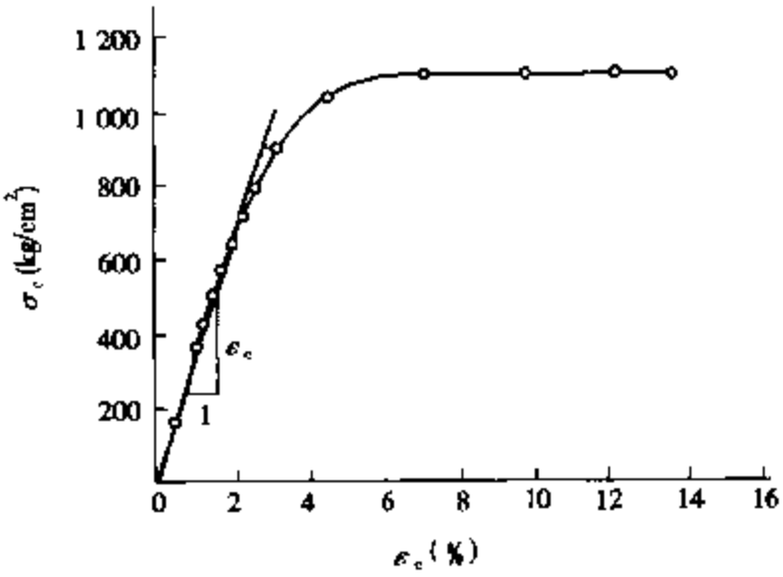


图 12-1 抗压试验应力—应变关系图

表 12-1　Mc 尼龙$_6$ 材料性能试验成果表

序号	硬度试验		抗压强度试验		抗弯强度试验	
	d (mm)	HB (kg/mm^2)	σ_c (kg/cm^2)	E_c (kg/cm^2)	σ_f (kg/cm^2)	备注
1	4.20	17.21	1 160	2.82×10^4	1 188	$a=0$ $b=15$ $h=10$
2	4.12	17.92	1 100	3.42×10^4	1 140	$a=30,b=15,h=10$
3	3.95	19.57	1 120	2.09×10^4	1 140	$a=30,b=15,h=10$
4	4.05	18.57	1 230	3.59×10^4	1 170	$a=30,b=10,h=15$
5	4.05	18.57	1 145	2.88×10^4	1 120	$a=30,b=15,h=10$
6	3.85	20.15	1 220	3.31×10^4	1 050	$a=30,b=15,h=10$
7	4.10	18.10	1 080	2.81×10^4	1 140	$a=30,b=15,h=10$
8	4.05	18.57	1 040	3.43×10^4	1 110	$a=30,b=15,h=10$
9	4.00	19.06	1 180	2.89×10^4	1 140	$a=30,b=15,h=10$
10	4.00	19.06	1 140	2.82×10^4	960	$a=30,b=15,h=10$
11	3.80	21.22	1 110	2.97×10^4	1 050	$a=30,b=15,h=10$
12	3.90	20.10	1 150	3.31×10^4	1 050	$a=30,b=15,h=10$
13			1 030	2.88×10^4	1 140	$a=30,b=15,h=10$
14			1 090	2.78×10^4		
15			1 150	3.25×10^4		
平均值	4.006	19.05	1 129.7	3.04×10^4	1 108	

其发生变形直至破坏，或出现屈服现象。试验装置见图 12-2。关系式为式(12-4)、式(12-5)，试验成果见表 12-1。

$$\sigma_t = 3P(I-a)I/(2bh^2) \tag{12-4}$$

当 $a=0$ 时

$$\sigma_f = 3PI/(2bh^2) \tag{12-5}$$

式中　σ_f——抗弯强度，kg/cm^2；

I——试件跨度(90cm)；

L——试件长度(120mm)；

b——试件宽度(15mm)；

h——试件高度(10mm)；

a——两受力点间距离(30mm)。

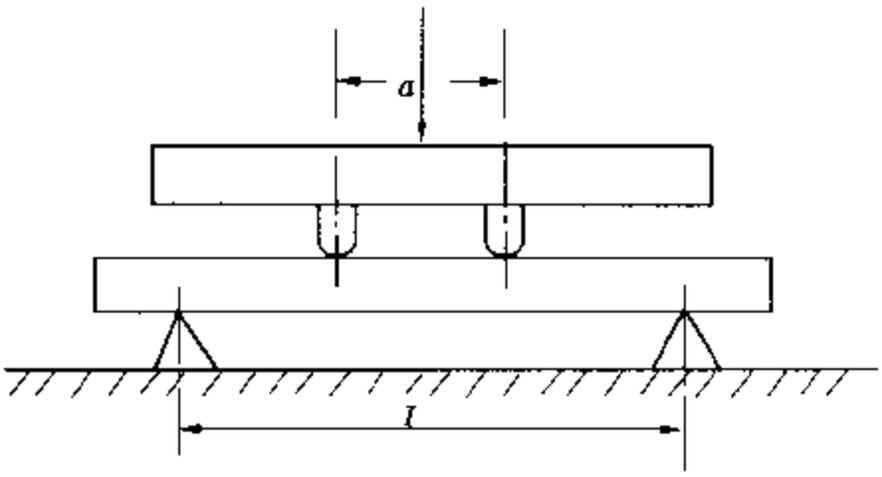


图 12-2　抗弯试验示意图

上述机械性能试验成果表明,该种材料的布氏硬度 $HB=17.21\sim21.22\text{kg/mm}^2$,平均为 19.05kg/mm^2;抗压强度 $\sigma_c=1\ 040\sim1\ 230\text{kg/cm}^2$,平均为 $1\ 129.7\text{kg/cm}^2$;压缩弹性模量 $E_r=(2.09\sim3.59)\times10^4\text{kg/cm}^2$,平均为 $3.04\times10^4\text{kg/cm}^2$;抗弯强度 $\sigma_f=960\sim1\ 188\text{kg/cm}^2$,平均为 $1\ 108\text{kg/cm}^2$。其中抗压强度和抗弯强度几乎相等,体现了该材料具有一定的韧性。由于 Mc 尼龙$_6$ 材料韧性好,耐磨性能好,同时具有一定的强度、硬度,加上在水中不锈蚀之优点,是一种良好的水工闸门滑块的材料。

另外,从这些性能指标间可得经验关系式(12-6)、式(12-7),这样只要知道硬度,便可近似地了解其力学性能。

$$\sigma_c=\sigma_f=aHB \tag{12-6}$$

$$E_c=bHB\sigma_c=abHB^2 \tag{12-7}$$

式中　a、b——两个系数,一般 $a=0.495\sim0.7$,平均为 0.6,$b=0.01\sim0.018\text{cm}^2/\text{kg}$,平均为 $0.014\text{cm}^2/\text{kg}$。

12.4　Mc 尼龙$_6$ 滑块与钢板(轨)的摩擦性能试验

如前所述,闸门主滑块与钢板(滑轨)间的摩擦力决定着水工

闸门的启闭力。可见,摩擦系数的大小是设计闸门启闭力、启闭设施的重要指标,是 Mc 尼龙$_6$ 材料能否作为水工闸门滑块的关键所在。显然,摩擦性能试验也是十分必要的。

12.4.1 试验条件

据前述要求尼龙滑块有一个曲率半径为 20cm 的弧面,它和钢板间为线接触,为了使滑动条件和实际相仿,克服单块线接触不稳等情况,试验中采用并联,具体装置如图 12-3 所示。

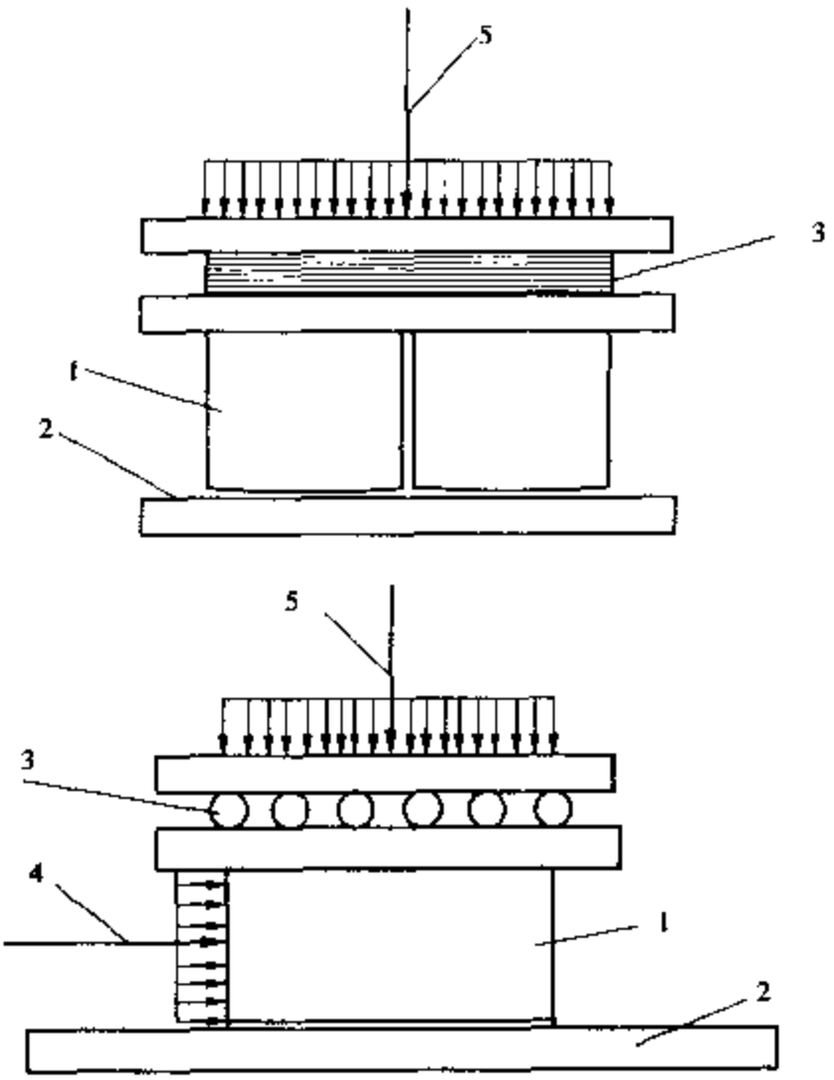


图 12-3 尼龙与钢板摩擦试验示意图

1—尼龙;2—钢板;3—滚链;4—水平推力;5—正压力

在没有专门设备的条件下,利用现有岩土试验的部分设备,加

以改装，开展了试验，以满足工作的需要。具体方法如下：

(1)利用粗粒土试验用的大型直剪仪的垂直、水平反力架，并分别用20t、12.5t千斤顶施加垂直、水平压力，变形用百分表测得。滑块尺寸为 $b=180\text{mm}$，$h=150\text{mm}$，$L=300\text{mm}$，$R=200\text{mm}$。

(2)利用材料试验用的压力机施加垂直压力，配一水平反力架，用千斤顶施加水平压力，变形用百分表量测，滑块尺寸为 $b=60\text{mm}$、$h=50\text{mm}$、$L=100\text{mm}$、$R=20\text{mm}$。

(3)利用岩石试验用岩石摩擦仪，垂直、水平压力用砝码施加，滑块尺寸为 $b=30\text{mm}$、$h=20\text{mm}$、$L=50\text{mm}$、$R=200\text{mm}$。

12.4.2 试验状态和类型

其中钢板分为 A_3 普通钢板和16锰钢，每种钢板又分为锈蚀和不锈蚀两种状态，每一种状态又分别在清水、混水(三种混水比重)、干燥等条件下进行。试验方法同一般摩擦试验，即有一个垂直压力(P)，测得一个最大的水平推力(T)，按下式计算得摩擦系数 f。试验成果见表12-2、图12-4。

$$f=T/P \tag{12-8}$$

表12-2 线接触摩擦 f 试验成果表

试验类别		垂直压力强度(kg/cm)							
		87.3	154.3	242.0	318.0	406.0	482.0	560.0	637.0
A_3 钢板不锈蚀	干燥	0.326	0.299	0.294	0.271	0.270	0.256	0.246	0.225
	清水	0.223	0.220	0.175	0.163	0.152	0.150	0.148	0.143
	混水 $\gamma=1.05$	0.240	0.224	0.186	0 175	0.165	0.161	0.156	0.146
	混水 $\gamma=1.20$	0.270	0.244	0.242	0.240	0.235	0.275	0.232	0.215
	混水 $\gamma=1.40$	0.284	0.266	0.261	0.256	0.251	0.242	0.238	0.243
A_3 钢板锈蚀	干燥	0.331	0.326	0.312	0.291	0.380	0.279	0.261	0.243
	清水	0.270	0.207	0.205	0.187	0.180	0.167	0.156	0.142
	混水 $\gamma=1.05$	0.240	0.269	0.200	0.181	0.175	0.164	0.161	0.152
	混水 $\gamma=1.20$	0.297	0.296	0.291	0.280	0.265	0.254	0.248	0.232
	混水 $\gamma=1.40$	0.328	0.321	0.300	0.294	0.275	0.261	0.251	0.240

续表 12-2

试验类别		垂直压力强度(kg/cm)							
		87.3	154.3	242.0	318.0	406.0	482.0	560.0	637.0
16 锰钢不锈蚀	干燥			0.328	0.329	0.327	0.325	0.320	0.316
	清水			0.190	0.198	0.205	0.203	0.198	0.187
	混水 $\gamma=1.05$			0.258	0.259	0.252	0.241	0.235	0.233
	混水 $\gamma=1.20$			0.276	0.277	0.273	0.267	0.259	0.252
	混水 $\gamma=1.40$			0.297	0.298	0.298	0.295	0.277	0.276
16 锰钢锈蚀	干燥			0.343	0.345	0.341	0.335	0.328	0.324
	清水			0.229	0.248	0.256	0.267	0.267	0.264
	混水 $\gamma=1.05$			0.266	0.280	0.277	0.275	0.271	0.267
	混水 $\gamma=1.20$			0.307	0.310	0.308	0.304	0.299	0.295
	混水 $\gamma=1.40$			0.324	0.323	0.322	0.319	0.315	2.303

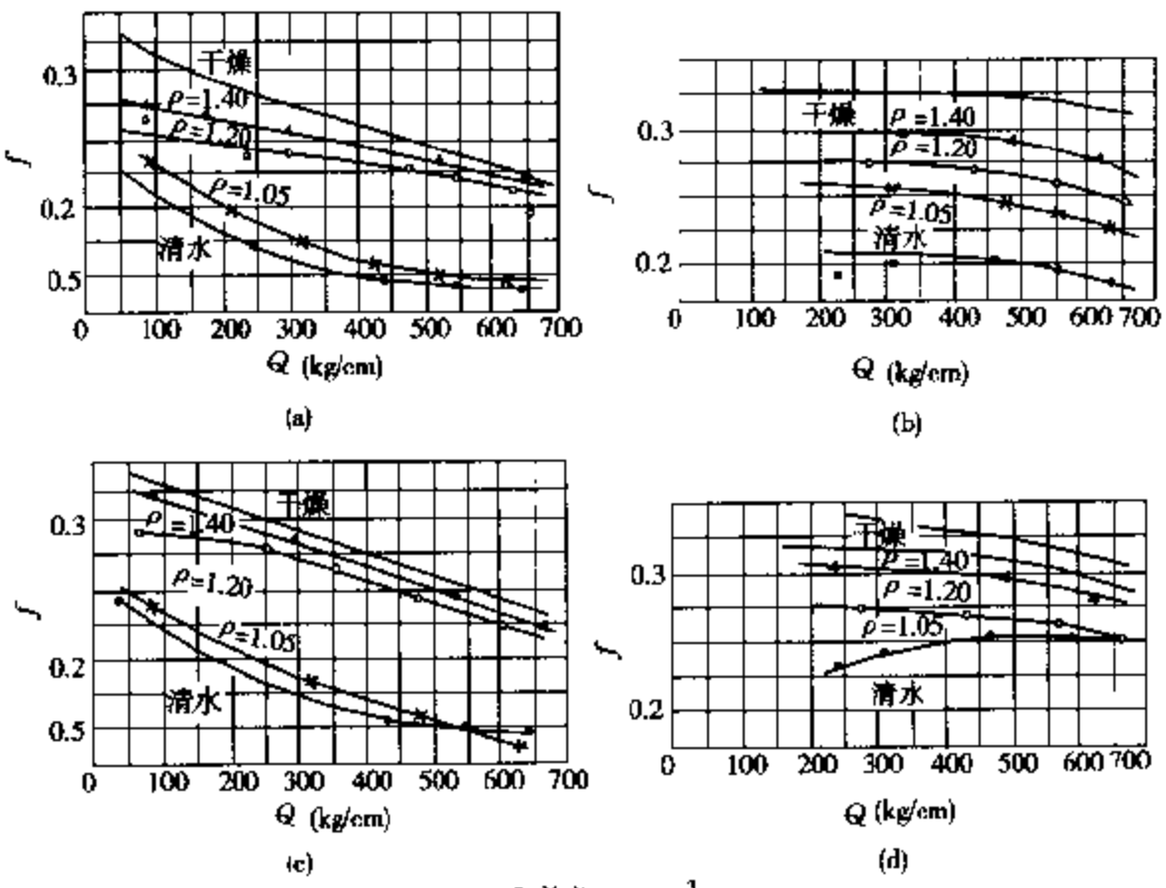


图 12-4 $f\sim Q$ 关系图(线摩擦)

(a)A_3 钢不锈蚀；(b)A_3 钢锈蚀；(c)16 锰钢不锈蚀；(d)16 锰钢锈蚀

上述的摩擦试验，采用的尼龙滑块具有曲率半径 $R=200mm$ 的弧面，严格地讲，和钢板之间应为线接触。但是，通过这些实际试验证明，反映在尼龙滑块和钢板接触面的擦痕上，不是线接触，而是宽度为0.5～3.0cm的面接触，这一现象显然是和尼龙材料的韧性有关。在此为了反映这一特性，使试验成果更进一步反映实际，我们又进行了面接触(滑块的 $R=0$)摩擦试验，试验方法同上。试验成果见表 12-3、图 12-5。

表 12-3　面接触摩擦试验成果表

试验类型		垂直压力强度(kg/cm^2)									
		80	160	240	320	400	480	560	640	700	800
A_3 钢不锈蚀	清水 $\gamma=1.0$	0.250	0.244	0.217	0.188	0.165	0.148	0.131	0.120	0.117	0.110
	清水 $\gamma=1.21$	0.275	0.261	0.241	0.215	0.197	0.178	0.158	0.146	0.140	0.138
	混水 $\gamma=1.48$	0.300	0.265	0.255	0.238	0.210	0.192	0.172	0.156	0.153	0.150
A_3 钢锈蚀	清水 $\gamma=1.0$	0.200	0.150	0.133	0.131	0.129	0.125	0.126	0.125	0.128	0.120
	清水 $\gamma=1.21$	0.250	0.288	0.217	0.216	0.188	0.167	0.157	0.141	0.139	0.138
	混水 $\gamma=1.48$	0.300	0.288	0.242	0.238	0.220	0.192	0.189	0.172	0.159	0.148
16锰钢不锈蚀	清水 $\gamma=1.0$	0.159	0.150	0.150	0.144	0.135	0.129	0.123	0.118	0.114	0.112
	清水 $\gamma=1.21$	0.263	0.250	0.242	0.238	0.210	0.192	0.180	0.172	0.165	0.160
	混水 $\gamma=1.42$	0.300	0.288	0.275	0.263	0.250	0.228	0.197	0.188	0.183	0.160
16锰钢锈蚀	清水 $\gamma=1.0$	0.150	0.175	0.170	0.168	0.145	0.138	0.133	0.131	0.132	0.132
	清水 $\gamma=1.21$	0.221	0.313	0.275	0.252	0.236	0.200	0.200	0.195	0.193	0.182
	混水 $\gamma=1.42$		0.338	0.315	0.288	0.275	0.268	0.260	0.255	0.252	0.250

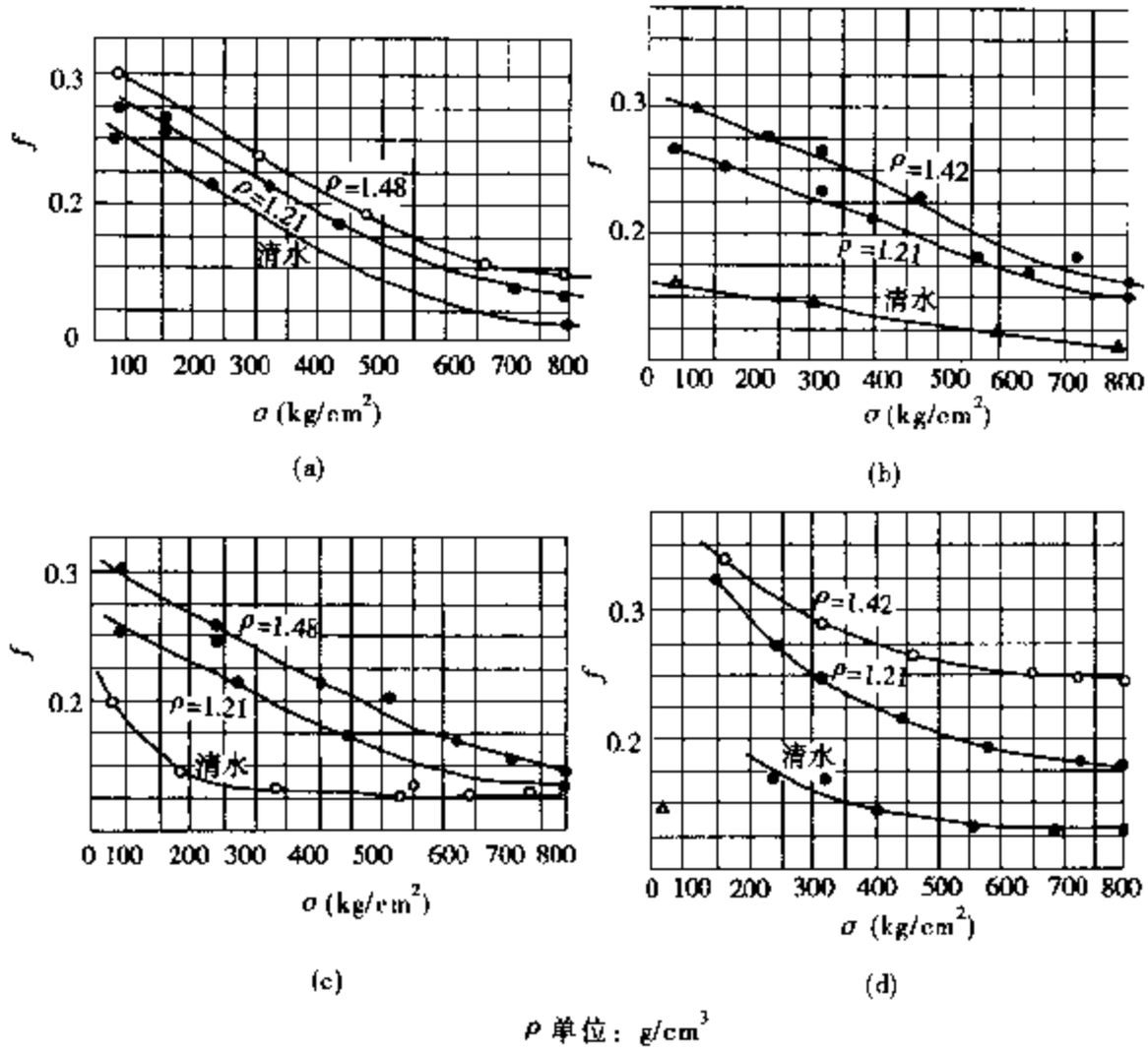


图 12-5　$f\sim\sigma$ 关系图(面摩擦)

(a)A_3 钢(不锈蚀)；(b)A_3 钢(锈蚀)；(c)16 锰钢(不锈蚀)；(d)16 锰钢(锈蚀)

12.5　对尼龙滑块和钢板间摩擦特性的讨论

(1)当滑块材料一定时，摩擦系数的大小和钢板的性质有关，由表 12-3、图 12-4 可见，A_3 普通钢板较 16 锰钢的摩擦系数略小，钢板锈蚀的较不锈蚀的摩擦系数为大。因为试验中采用的 A_3 钢板为新钢板，表面有一层氧化保护层，平整、光滑，则摩擦系数较小，而试验用 16 锰钢，虽经刨床加工，但加工的条纹清楚，反而粗

糙，故摩擦系数较大。即使在同一种钢板中，当钢板锈蚀之后，表面受氧化破坏，糙率增大，相应摩擦系数也增大。

(2)摩擦系数的大小，除了滑块与钢板两偶件各自的特性之外，还和两者之间的介质有关。由表12-3、图12-4可见，当两偶件处于干燥状态时，摩擦系数最大，处于清水状态时，摩擦系数最小，处于混水状态时，摩擦系数介于中间。因为：当摩擦两偶件处于干燥状态时，两者接触紧密，摩阻力较大，此外，两者在摩擦运动中产生的热量将引起尼龙材料变软，增大了摩阻力；当两偶件处于清水中时，水分子主要起润滑作用，甚至还起冷却作用，降低了摩阻力，则摩擦系数为最小；当处于混水中时，由于泥沙颗粒的作用，增大了滑动面的糙率，摩阻力增大，势必影响到摩擦系数增大，并随泥沙含量的增大而增大，出现摩擦系数比清水状态为大，但是，和干燥状态相比，水分子仍有润滑和冷却作用，则摩擦系数比干燥状态为小。

(3)当其他条件相同时，摩擦系数和压强有着密切的关系，由图12-5看出有如下规律：当压强在某一范围内时，摩擦系数是随压强的增大而减小，当压强达到某值以后，摩擦系数趋于常数，对这一特征简略讨论如下。

从线接触摩擦试验中发现，两偶件的接触面理论概念和实际擦痕有出入。因为在滑动前，尼龙滑块按要求有一曲率半径 $R=200\text{mm}$ 的弧面，从理论上讲，两偶件间应为线接触。然而，从实际滑动后的试件摩擦痕迹量测结果看，是一个滑动带，其宽度为0.5~3.0cm，这样一来，从实际上讲，是面接触。我们认为，这和尼龙材料的性质有关，因为它是一种韧性材料，当荷重作用之后，发生某一定量的变形，使原来的线接触变为一定量的面接触，为了使试验数据反映实际，讨论一下线、面接触之间的关系是必要的。

当尼龙滑块和钢板之间为弧面接触时，在此，按弹性力学的接触应力理论作如下分析。

当圆柱面和平面接触时，接触半宽为 a，计算式为式(12-9)

$$a = \left[\frac{4QR}{\pi}\left(\frac{1-\mu_1^2}{E_1} + \frac{1-\mu_2^2}{E_2}\right)\right]^{\frac{1}{2}} \tag{12-9}$$

则相应接触面的面压强为 σ

$$\sigma = \frac{Q}{2a} \tag{12-10}$$

式中 Q——线接触压强，kg/cm；

σ——面接触压强，kg/cm^2；

R——弧面半径，cm；

μ_1——钢板的泊松比；

μ_2——Mc 尼龙$_6$ 的泊松比；

E_1——钢板的弹性模量，kg/cm^2；

E_2——Mc 尼龙$_6$ 材料的弹性模量，kg/cm^2。

若将 $R = 20cm$、$\mu_1 = 0.3$、$\mu_2 = 0.36$、$E_1 = 2.1 \times 10^6 kg/cm^2$、$E_2 = 3 \times 14^4 kg/cm^2$ 代入式(12-9)求得 a，然后将 a 代入式(12-10)则求得面接触压强 σ。现根据这一方法，对表 12-2 中线压强指标计算出相对应的面压强 σ，列于表 12-4 之中，以兹比较。

表 12-4 线、面压强对比资料表

Q (kg/cm)	87.2	154.0	242.0	318.0	406.0	482.0	560.0	637.0	1 500.0	2 000.0	2 500.0	3 000.0
$2a$(cm)	0.51	0.68	0.85	0.92	1.10	1.20	1.30	1.38	2.12	2.45	2.73	2.99
σ (kg/cm^2)	171.0	227.6	284.4	325.8	368.0	441.1	432.4	461.1	708.4	818.0	914.7	1 002.0

表 12-4 表明如下特点：

(1)当 $2a > 1cm$ 时，$\sigma < Q$；当 $2a < 1cm$ 时，$\sigma > Q$。这一现象揭示出前面所说的线接触压强 Q，并非绝对的线接触压强，而是

单宽压强，这点和理论概念有出入。因而认为，对于此种情况，用单宽压强表示要合适一些。

(2)尽管尼龙滑块有 $R=200\text{mm}$ 的圆柱面，而实际上是有一定接触宽度的面接触。正如表 12-4 中理论计算数字所示，当 $Q=87.2\sim3\,000\text{kg/cm}$ 时，相应 $\sigma=171\sim1\,002\text{kg/cm}^2$，接触面宽 $2a=0.51\sim2.99\text{cm}$。由此可见，理论计算得的 $2a=0.51\sim3.0\text{cm}$ 和实际摩擦后的量测结果 $2a=0.5\sim3.0\text{cm}$，基本是一致的。用该理论式计算是可以的.从某种意义讲，压强用面压强表示更妥当些。

(3)同时也说明，当 $Q=3\,000\text{kg/cm}$ 时，相应 $\sigma=1\,002\text{kg/cm}^2$，趋近于屈服强度（$\sigma_s=1\,040\sim1\,230\text{kg/cm}^2$，平均为 $1\,129.7\text{kg/cm}^2$），说明当压强接近于屈服压强时，接触宽度约为 3.0cm；再从实际摩擦试验中，当压强 $\sigma=800\text{kg/cm}^2$ 时，在小于屈服压强的情况下，出现接触宽度为 3.0cm，也意味着接触面的压强趋于屈服压强。其原因是，摩擦两偶件从客观上看是面接触，而从微观上看，绝非纯平面，往往有高有低，尤其是对韧性较好的材料，加工时难以达到光洁度的要求，高出的部分先达到屈服强度，发生塑性变形，低的部分逐渐承受外来荷载，最后全面承受荷载，当压强达到某值之后，摩擦系数趋于常数。

从摩擦原理看，摩擦力是由两方面引起的，一是克服两接触面的机械咬合作用，二是克服分子引力(紧密接触时)。由于固体表面具有一定的粗糙度和波纹度，两偶件表面上总是在个别点先发生接触，随着压力的增大，一方面是接触点有效直径的增大，另一方面主要是接触点的增多。在各接触点上受力亦是不相同的，当荷载足够大时，受力大的点应力达极限值，产生了塑性变形，其他点产生弹性变形，塑性变形减小了摩阻力，出现了摩擦系数减小。

从摩擦理论上看，通过理论分析，文献[5]提出了摩擦综合定律如下

$$f = A + B\frac{F'}{N} \tag{12-11}$$

式中 N——正压力；

F'——有效接触面积，当表面光洁度及荷载增大而刚度减小时，F'值增大；

A、B——由摩擦偶件的机械、物理特性确定的参数，和材料的弹性、硬度、粗糙度、分子引力等有关。

由式(12-11)看出，当摩擦偶件的材料和光洁度一定时，参数A、B为常数，这时的摩擦系数f仅和F'/N有关，有效接触面积F'是随正应力N的增大而增大，但不是正比例关系。一般当圆柱面和平面接触时，为1/2次关系，当球面和平面接触时为2/3次关系。故当N增大时，f值减小，当N增至某值时，使接触点的应力达到屈服点，产生了塑性变形，即

$$\sigma_c = N/F' \tag{12-12}$$

在这种情况下，$f = A + \frac{B}{\sigma_c}$ = 常数。此时也符合著名的阿芝汤(Amonton)定律

$$T = fN \tag{12-13}$$

由此也说明了，摩擦系数随压强的增大而减小，当压强达某值之后，摩擦系数随压强的增大而减小，当压强达某一值后，摩擦系数趋于某一稳定值的原因。

再讨论一下Mc尼龙$_6$材料和钢板间摩擦系数出现稳定值的范围。由上述摩擦试验资料知，当压强在$\sigma = 700 kg/cm^2$左右时，摩擦系数f与压强σ的关系曲线出现水平段，标志$\sigma \geqslant 700 kg/cm^2$时摩擦系数趋于稳定值。

前述抗压强度试验资料表明，它的应力—应变关系曲线在前段接近线性关系，此段具有明显的弹性，随着压力的增大，曲线发生弯曲，标志有塑性变形发生，出现了明显的屈服点。该种材料的

屈服强度 $\sigma_c = 1\ 040 \sim 1\ 129.7 kg/cm^2$，弹性模量 $E_c = (2.09 \sim 3.59) \times 10^4 kg/cm^2$，平均为 $3.04 \times 10^4 kg/cm^2$。

显然，摩擦系数出现稳定值时的压强小于试件抗压试验得到的屈服压强。这点也正说明了，在一般情况下，有效接触面积均小于名义接触面积，有效面积上的屈服点应早于名义接触面积上的屈服点，即 $\sigma < \sigma_c$ 时，摩擦系数已趋于稳定值。

12.6 小结

(1)由试验资料表明，Mc 尼龙$_6$ 材料的抗压强度和抗弯强度接近，体现了它的韧性好，具有良好耐摩性能，又具有一定的强度、硬度以及在水中不锈蚀之优点，故从材料的机械性能看可用做水工闸门的滑块。

(2)由于硬度试验具有设备简单，测试方便、迅速及不损坏试件等优点，如果已知硬度资料后，可参考式(12-6)、式(12-7)，近似地了解其机械性能指标。

(3)通过摩擦试验资料表明，Mc 尼龙$_6$ 材料和钢板间的摩擦系数，一开始是随着压强的增大而减小，当压强达 $700 kg/cm^2$ 以后，摩擦系数趋于某一常数。所以，根据这一特性，建议在闸门设计中，滑块的 σ 宜在 $700 \sim \sigma_c$ 之间，否则是不经济的($\sigma < 700 kg/cm^2$，摩擦系数增大)和不安全的($\sigma > \sigma_c$ 则材料发生破坏)。摩擦系数宜在此范围内确定为好。

(4)除了机械性能之外，更主要的是尼龙材料和钢板之间具有较小的摩擦系数，另外费用较低，用它作为水工闸门的滑块，对减小启闭设施、降低造价都是有意义的。同时又经碧口水电站的运行经验证明，用 Mc 尼龙$_6$ 作为水工闸门的主滑块，性能是良好的。

(5)在闸门上安装时，如果能对滑块镶一框架，用以限制其侧

向变形，对提高压强、降低摩擦系数也是一良好的途径。

参 考 文 献

[1] 水电部五局试验室.尼龙滑块试验报告.1971

[2] 水电部五局试验室.水工闸门尼龙滑块试验报告.1975

[3] 晨光化工厂.塑料测试.1973

[4] 西北农学院水利系，陕西水利水电勘测设计院.水工闸门尼龙滑块摩擦系数试验报告.1974

[5] 克拉盖里斯基.摩擦系数.1957

[6] 郭庆国.Mc尼龙$_6$在碧口水电站的应用——水工闸门尼龙滑块的试验研究.西北水电技术，1984(3)

第十三章　沟后坝失事的思考

13.1　概况

沟后水库位于青海共和县境内的恰卜恰河上，坝址处谷宽20～50m，平均年径流量1 286万m^3，平均流量0.4m^3/s，年降水量311.8mm，属少水干旱地区，下距恰卜恰镇（既是县城又是州府）13km，位置重要。大坝为71m高的混凝土面板砂砾石坝，设计、正常、校核水位同为3 278m，坝顶高程3 281m，库容330万m^3，上下游坝坡分别为1∶1.5、1∶1.6，面板趾建于基岩，坝顶采用5m高L型防浪墙，底板厚0.35m，底高程3 277m，坝体砂砾石按最大粒径d_{max}<400mm、d_{max}<600mm、d_{max}<800mm分为3个区（见图13-1）。该工程于1990年10月竣工，1992年9月通过竣工验收，1993年8月27日22时40分左右大坝溃决。由此引起有关方面关注，有许多专家进行了现场勘察、分析、研究，在《水力发电》、《人民黄河》、《土石坝工程》等刊物上登了数十篇文章。发表的文章中对溃坝的主要原因有“坝内未设专门的排水设施，使浸润线抬高，孔隙水压力、滑动力增大”，“溃坝于坝内存在渗流通道隐患”，“面板与坝体脱离”，“运行管理不善”等几种不尽相同的看法，但在“库水位低于3 277m运行正常，库水位达3 277.3m，距设计水位还差0.7m，超过L墙缝（L型防渗墙与面板接触缝，简称L墙缝，底高程为3 277m）0.3m，从20时发现有水逸出，22时40分溃坝，L墙缝是溃坝水流之源”等方面是一致的。

教训比经验更珍贵。面对现实要有严格科学的总结精神，如

马尔帕塞坝失事后，设计者 A. 科因(A. Coyne)教授和他的助手们，随即赶至现场检查……至后来临终前，仍嘱咐："要尽一切努力用严格科学方法来揭示失事的原因。"从失事至今，40 多年来专家学者对该工程的考察、分析、研究从未间断过，旨在学习有益的东西。但人们仍认为科因是一位才华出众、富有创造性的坝工专家，马尔帕塞薄拱坝(最大坝高 60.55m，坝底最大厚度 6.76m，坝顶厚 1.5m)仍是坝工史上一个艺术精品。同样，面板坝在我国迅速发展的今天，学习沟后事件，获得有益的东西，很有必要。沟后面板

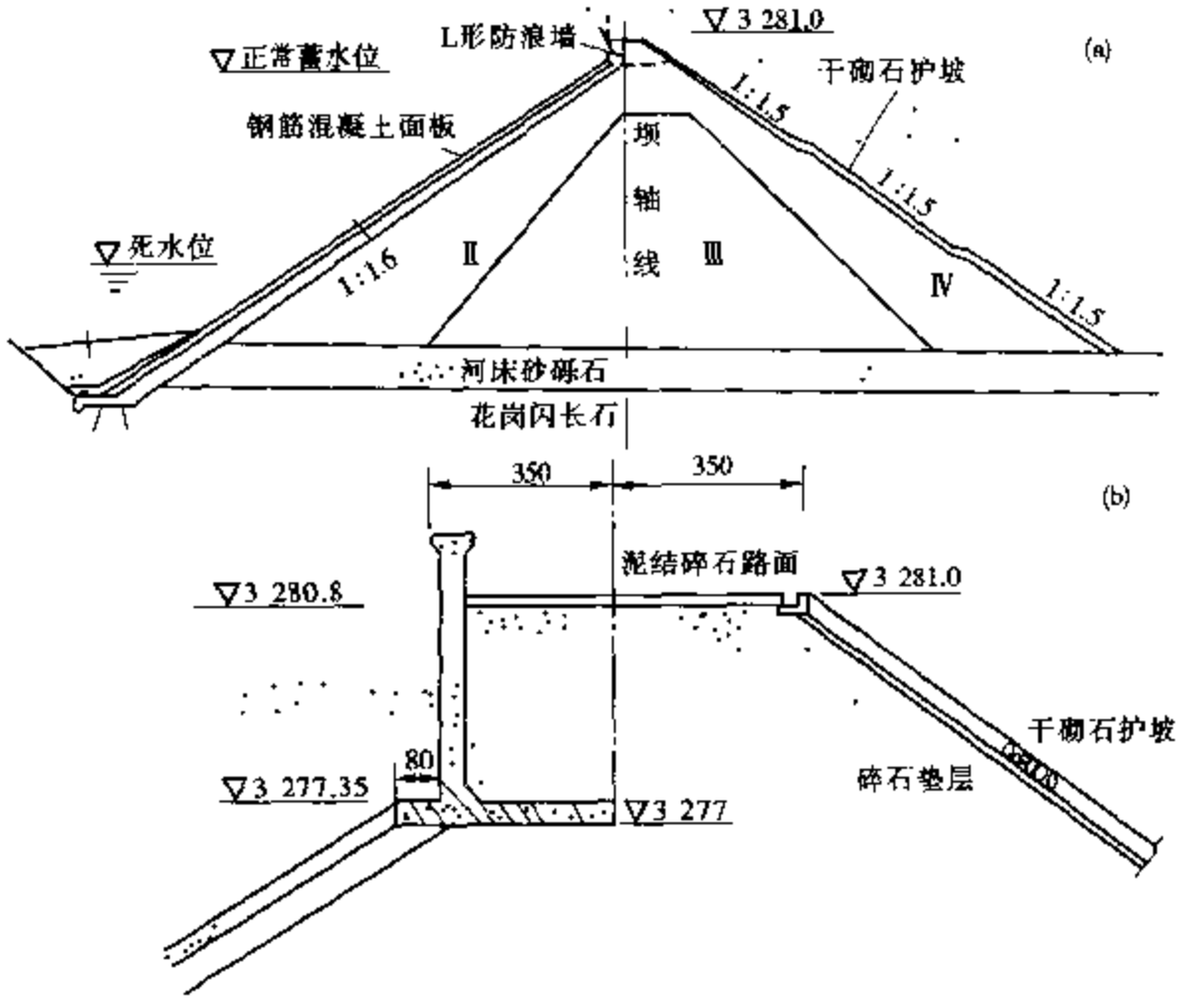


图 13-1　沟后面板砂砾石坝断面及坝顶部结构图

(尺寸单位：cm；高程单位：m)

(a)断面；(b)坝顶部结构图

砂砾石坝是我国较早建成的砂砾石面板坝之一，为该类坝的建设积累了经验。尽管后来失事，也是发展中的事，要紧的是冷静的思考、科学的总结，获得有益的东西，使今后发展更好。

13.2 L墙缝的特点、教训、解决途径

13.2.1 L墙缝的特点

(1)沟后面板坝的坝顶结构采用高5m的L型防浪墙，底板厚0.35m，底高程3 277m，低于设计水位1.0m，L墙缝处于设计水位以下，L型高防浪墙的实质是挡水墙。

(2)由于L墙与面板共起挡水作用，则挡水面的接缝既有面板各块间的纵横缝与周边缝，又有防浪墙与面板间的水平缝(即L墙缝)，相比之下，面板各块间的纵横缝与周边缝都在面板平面之内，受力方向一致，各块之间互相挤得很紧，相对是严密的，加上以往对这些接缝认为是面板坝的关键技术问题，设计与施工都很重视，质量较好，此点已为沟后溃坝中面板接缝、周边缝皆没有问题的事实所证明。然而，如图13-1所示的L墙缝，是面板与L墙底板简单地靠接在一起，又因面板是贴于坝坡倾斜面，L墙是垂直的，两者受力方向不同，若稍有沉陷变形，该缝容易错位而破坏，防水功能失效。如果说接缝是面板坝关键技术问题的话，起挡水作用的L墙缝则是关键中的关键。

(3)但是，L墙缝的挡水作用和面板坝的关键问题未能引起重视，如设计中未考虑坝顶沉降产生拉应变，面板厚0.3m，L墙底板厚0.35m，只在底面布置单层钢筋，后果出现底板被劈裂(见图13-2)，而且只是简单地采用一道橡皮止水，就一道止水施工中也未能全部插入墙、板之中。

13.2.2 L墙缝的教训与解决途径

沟后溃坝事实表明，由于L墙缝自身无约束的靠接条件，受

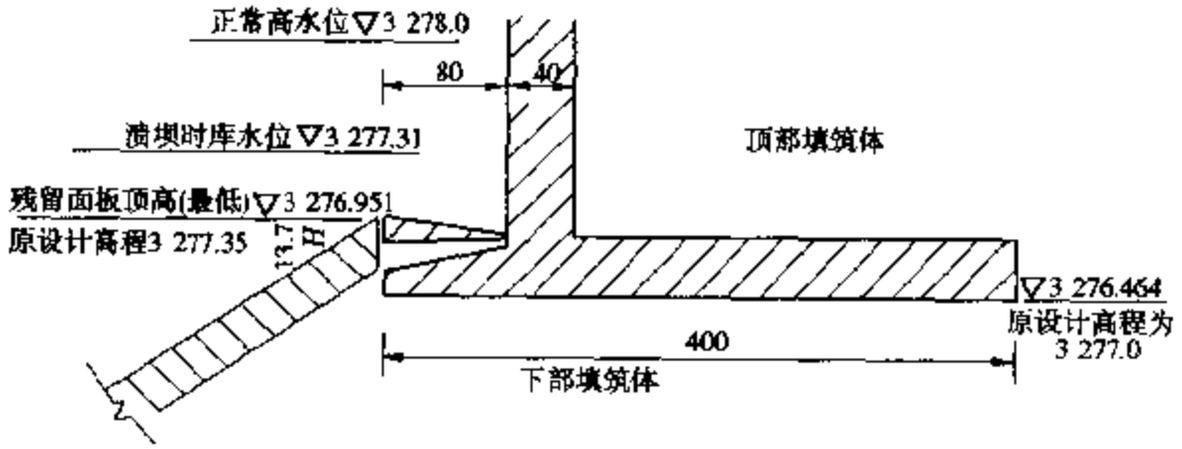


图 13-2　L 型防浪墙溃坝测试图

(尺寸单位:cm;高程单位:m)

沉降变形的影响,错位拉开而破坏,导致面板与垫层、坝体脱开。当库水位达到或超过此缝时,库水经该缝灌入坝体,因入水量超过一般正常渗水量而处于非常情况,就不能像往常一样水在重力作用下由坝壳砂砾石下渗,反而沿分层填筑各向异性的渗流通道流向下游坝坡,造成逸出点较高,继续冲刷坝体,形成深的沟槽,防浪墙因失去基础而破坏,面板因失去支撑而倒塌,最后坝体溃决。

溃坝的教训可以简单地概括为:L 墙缝是溃坝水流之源。当库水位低于此缝时,下面有水无缝,上面是有缝无水,坝体是安全的,运行是正常的,当库水位达到或超过此缝时,是处于有缝有水状态,才遭溃坝之灾。

据上述溃坝教训,宜采用如下解决途径:

(1)当 L 墙缝处于设计水位以下时,要挡水,但因受力条件、结构特性要比面板接缝、周边缝复杂得多,应特别重视,经科学论断采用妥善的防止破坏结构措施,以保证质量。

(2)最好采用结构简单、可靠的措施。将 L 型防浪墙建于设计水位以上并要考虑沉陷变形量,保证面板挡水,L 型防浪墙再高也是防浪(如碧口大坝防浪墙高 7m,用于防止库水涌浪和青岩岭滑坡涌浪),各自名副其实,同时 L 墙缝处于设计水位之上后,不

起挡水作用，其结构形式必然要简单可靠得多，即使受沉陷变形影响而破坏时，也是处于有缝无水的安全状态。

(3)若采用L墙高4m，底高程3 278m，坝顶高程为3 279.9m方案，可获得如下优点：一是保持了原采用5m高防浪墙，节省的坝体填筑工程量、坝顶宽度、墙顶高程、结构形式不变；二是L墙处于设计水位以上，只起防浪作用而不承担挡水功能，成为名副其实的防浪墙；三是L墙缝处于水位以上，其止水结构要简单得多，既便于施工，质量容易保证，又便于管理安全运行；四是可以节省坝顶厚度1.1m的填筑工程量的经济效益。

沟后水库的管理条件如文献[2]中所述。“工程竣工后，成立了管理局，行政由恰卜恰乡政府领导，业务由共和县水利电力局指导，实有10人，其中除了两名技术干部外，均缺乏管理基本知识，又未经过认真培训，素质很差，因灌区为重点，水库管理只有两名工人，1991年退休1人后只有1人，管理工作为每天记录水位，看看大坝”。按一般惯例，一座工程除了精心设计、精心施工之外，精心管理也是重要环节。可能是因为沟后水库工程规模小(库容330万m^3)未能引起重视，而交给乡政府和未经专门培训的人员管理。如果工程由经过培训的了解工程性质的人员管理，发现L墙缝有问题，及时给以处理，即使未处理，采用限水位运行，L墙缝位于水位以上，处于有缝无水状态，也不至于溃坝。

1999年、2000年出版的混凝土面板堆石坝设计规范中规定了“坝顶上游侧应设置防浪墙，墙高可采用4～6m；墙顶高出坝顶1～1.2m；防浪墙与混凝土面板顶部的水平接缝高程宜高于水库正常蓄水位；防浪墙立墙上游的底板上宜设宽度为0.6～0.8m的检查人行便道”。明确提出了面板顶与墙的水平接缝宜高于正常蓄水位，并对此作了说明：“面板、坝顶都要变形，面板与防浪墙接缝易发生破坏，当低于正常蓄水位时，此缝可能成为一个漏水的薄弱环节，故应详细设计。龙溪、万安溪低于正常水位，运行正常，沟

后却因此缝大量漏水导致失事。”由此说明沟后失事的教训引入规范之中，为今后做得更好作出了巨大的贡献。

13.3 料源是坝体合理布置、分区设计的主要条件

由图 13-1(a)看出，沟后面板坝的坝体除面板外，分为 4 区，其中Ⅰ区为垫层料区(分别由 $d_{max}\leqslant 20mm$ 和 $d_{max}\leqslant 100mm$ 砂砾料填筑而成)。Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ区分别由 $d_{max}\leqslant 400mm$、$d_{max}\leqslant 600mm$、$d_{max}\leqslant 800mm$ 砂砾石填筑而成。但从溃坝后暴露出的坝体看，坝体砂砾石料没有明显的差别，也没有分区的迹象，而是一个均质体，至于原因如文献[2]中所述：“实际料场大石不多，坝下游河床砂砾石料场大于 200mm 的颗粒含量只大于 20%，因而大坝基本上是一个均匀体，从溃坝后两岸坝体剖面证明了这一点。”由此说明坝体为均质的，是与料场砂砾石料均匀性有关，而图中是分区的，实际填筑的坝体是不分区的，可能是没有明确对应的料场(料源)所致。不料在 10 年之后，又有一座黏土心墙砂卵石坝出现同样的问题，其下游坝壳砂卵石分为 3 区，上游坝壳也分为 3 区，但由于砂卵石料场只有一个，施工中无法分区填筑，形成实际坝体填筑与设计图纸不符的结果。鉴于这种情况，不妨对合理布置分区设计问题略述如下：

按一般经验，而板坝中的垫层料是作为而板的基础，为防止不均匀沉陷引起面板变形，要求垫层填筑料材质好、级配优良、填筑密实、透水性弱；土石坝中的反滤料是防止心墙渗透破坏的有效措施，是大坝安全的第一道防线，同样要求材质好，级配优良，满足层间关系要求。由于对垫层料和反滤料的要求非常严格，通常均由专门的筛分厂加工生产为合格的成品料上坝。而坝壳部分的砂卵(砾)石料或堆石料，要求没有垫层料、反滤料那样严格，本身又是大坝的主体，承担抗滑稳定作用，由于工程量大，不进行专门加工，

均是依据料场勘测试验资料，按坝体对材料技术性能的要求选择合适的料场，不经过专门加工由料场直接开采运输上坝。反过来说，坝体填筑区的技术指标也应在所选用料场材料的技术指标的范围之内。这样才能建立在料源的基础上，既能便于施工，又能保证建成的大坝与设计要求一致。若设计的要求表现仅在图纸和文件上，现场没有对应的合格料源，则给施工造成无米之炊；若仍用现场料填筑必与图纸不一致；若对料源进行专门加工使其符合设计要求，显然是不经济的。若有性能良好(符合设计要求)的料源，但量不足时，设计可按勘测结果选用性能较差的料场或利用工程开挖中石渣料，结合坝体特性，合理布置，如填筑在下游浸润线以上的部位，分区(好料用于重要区，差料用于非重要区)设计出坝体，这种分区设计是以不同料源为基础的，和料场是对应的，这样建成的坝体必然与设计图一致。因此，可以说，分区设计有利于扩大料源、挖填平衡、弃料利用，建成的大坝是合理、经济的。如同一般所说的“好钢用在刀刃上”一样，体现了土力学的发展，设计技术提高的现代化水平。如果料场只有一个，质量、储量满足设计要求，这时设计为均质的坝体，既简单又施工方便，而且坝体质量更好，不需分区设计的形式。

13.4 混凝土面板堆石坝的特点及思考

(1)混凝土面板堆石坝的分析计算、填筑施工与土石坝基本相同，仍属土石坝类。与土石坝的不同点是在上游坝坡面用强度高、透水性小的混凝土面板为大坝的防渗体，具有边坡陡、体积小、填筑工程量少，堆石填筑不受雨季影响，工期短、费用低、见效快等优点，深受投资商的欢迎，面板坝成为在坝体选型中的热门货。其主要标志一是发展快，此类坝增多，国外不说，仅我国自 1985 年起步至 1998 年，13 年间建成 42 座，其中高于 100m 的 8 座，目前尤其

中小型工程中犹如“雨后春笋”之势；二是高坝（如水布垭坝高233m）、大库（如巴贡坝高205m，库容440亿m^3）成为目前世界之最；三是以往的面板基础趾板建在基岩上，今有所突破，如汉坪嘴（坝高57m，覆盖层厚45m）、察汗乌苏（坝高110.0m，覆盖层厚46.7m）趾板建在覆盖层软基上；四是利用滑坡体开挖的小粒径石料（最大粒径100mm）填筑堆石体，如大水沟水库面板堆石坝（坝高75.6m，填筑工程量75万m^3）。

(2)从出版的面板坝的各种图册看，坝体用堆石料，上游坡比为1:1.4，下游坡比为1:1.3，用砂砾石料上、下游坡比为1:1.6和1:1.5。坝顶采用高防浪墙（4～6m），L墙缝1999年以前多在正常水位以下，以后多在正常水位以上，坝体轮廓形式几乎相同。

(3)从防浪墙与坝体防渗体连接的难易方面来看，因为土石坝的土质心墙断面大，防浪墙在它的上面，属于压紧式，若再用齿墙插入黏土心墙，更安全可靠；面面板坝的防渗体为混凝土面板，呈倾斜状，防浪墙是垂直的，底板是水平的，两者连接只能对接在一起。由于所处的条件受力方向不同，连接起来比土石坝难度大，甚至在连接缝处要采取特殊的止水措施以防漏水。

(4)当L墙缝位于某一库水位以下时，则面板坝挡水面有面板间垂直缝、面板与趾板间的周边缝和L墙缝等3种挡水缝。由于坝体的自重作用将发生沉降变形，库水压力的作用有向下游位移变形，反映在各种接缝上有如下特点：面板间垂直缝，在同一面板斜面之内，受库水压力作用发生挠曲变形，一般多呈压紧型，只要压力不超过混凝土的压强就是安全的；周边缝，由于岩基不变形，当面板发生挠曲变形时，会有张拉力，此缝为张拉型。正因为这样，以往认为周边缝是面板坝的关键技术问题，进行了重点研究，提出一些止水结构措施；L墙缝，它是横跨河床两岸的水平缝，无论是沉降变形还是挠曲变形都是中间大、两岸小，该缝呈扭曲型，比周边缝复杂，难处理，但是目前对此缝认识不够，尚未见到研

究资料，若要此缝挡水，应重点研究，提出妥善的止水措施。

(5)L 墙缝，正如规范中所说“坝顶、面板都要变形，导致墙、板间水平缝容易破坏，在水位以下时，此缝可能形成一个漏水的薄弱环节”。若将此缝置于正常蓄水位以上，对正常蓄水位是安全的，但此缝仍在校核水位以下，对校核水位是不安全的，这样其结果必有承担校核蓄水位的风险，给管理增添麻烦和不安全感。对工程来说，按正常蓄水位计算是安全的，又经校核水位工况的校核计算也是安全的，才能是合格工程。

(6)采用高防浪墙后，可以节约坝体填筑工程量，减少投资，联想到土石坝工程，它的坝坡缓，防浪墙和心墙容易连接。若用高防浪墙节省的工程量更大，仍采用满足防浪要求的低防浪墙，但面板坝用高防浪墙节约填筑方量，结果不仅不安全，反而使其连接结构、止水措施复杂、费用增高，施工难度大，质量难以保证，给管理增加麻烦和风险。因此需要对减少的工程量、增加的技术难度、工程措施、施工等方面的复杂性进行综合评价。从现代机械化快速施工的角度看，如土石坝的反滤料一般只在接触面几厘米、几十厘米内起作用，反滤材料为人工加工料，费用昂贵，以薄层填筑为好。为了满足机械化施工，宽度一般增大到 2～6m，最窄也要为推土机一刀宽或振动碾一碾轮宽。因为，在机械化施工条件下，虽工程量大些，但结构简单，便于保证质量，适合机械化快速施工，这是当前建设的方向。

(7)用面板挡水防浪墙防浪的工程，如积石峡面板堆石坝，最大坝高 100m，库容 3.6 亿 m^3，防浪墙高 3.7m，底高程 1 858.5m，高出正常水位 2.5m，高出校核水位 0.2m；水布垭面板堆石坝，最大坝高 233m，库容 45.8 亿 m^3，防浪墙高 5.4m，高出正常水位 5.0m，高出校核水位 0.4m(正常水位 400m，校核水位 404.6m，坝顶高程 409m)。这两个工程的 L 墙缝皆位于校核水位之上，只承担防浪作用，是名副其实的防浪墙，结构简单，施工方便，工程安

全,易于管理。

(8)面板坝也有它的缺点,如防渗体面板处于迎水面,并有3种结合缝,直接与气、水、自然环境相接触,混凝土、止水材料存在随时间的延长而风化、老化、冻融循环,强度将降低而不会增长,在安全性、耐久性方面不如土石坝。故在寒冷地区、深覆盖层地区建土石坝比建面板坝似乎要好,要建面板坝必先进行科学论证,否则是要承担风险的。总之,在建坝时应紧密结合地形、地质、材料、自然条件以及近期投资和长期利益相结合等综合评价,选择合理经济的坝型。

13.5 小结

工程建设从设计、施工、管理各环节始终以"百年大计,质量第一"为宗旨,密切结合当地的地形、地质条件和料源,合理进行分区设计,在结构形式上宜简单可靠、名副其实、便于施工、便于管理,在满足质量的基础上应尽可能地减少投资,加快进度。使建成的大坝既科学,又反映当地实际;既经济又合理;安全运行,造福人民。

参 考 文 献

[1] 吕颖峰.沟后水库工程通过验收、勘测与设计.陕西省水利水电勘测设计院,1992

[2] 牛运光,等.沟后水库溃坝的情况及教训.土石坝工程,1996(4)

[3] 张甫宁,等.沟后坝溃于隐患.土石坝工程,1996(4)

[4] 刘杰,等.沟后面板砂砾石坝溃坝机理、经验和教训.土石坝工程,1996(4)

[5] 葛祖立.面板砂砾石坝排水问题探讨——从沟后事件中学习.土石坝工程,2000(3)

[6] 彭进夫,等.对法国马尔帕塞拱坝失事的认识.西北水电,2001(3)
[7] 混凝土面板堆石坝设计规范 SL228—98.北京:中国水利水电出版社,1999
[8] 混凝土面板堆石坝设计规范 DL/T5016—1999.北京:中国电力出版社,2000
[9] 王亚文.水布垭混凝土面板堆石坝施工方案介绍.面板堆石坝工程,2003(2)
[10] 李康民,张胜利,等.小粒径石料填筑混凝土面板堆石坝堆石体试验研究与应用.面板堆石坝工程,2003(2)
[11] 郭庆国,杨玲,李东.由沟后坝失事的思考.土石坝工程,2002(4)