

国内外土石坝重大事故剖析

——对若干土石坝重大事故的再认识

顾淦臣

(河海大学水利水电工程学院 南京 210098)

摘要 对土石坝 4 种类型 20 例事故的实况作了描述,对其原因作了剖析。其中洪水漫坝失事 2 例,渗透破坏 5 例,滑坡 3 例,震害 10 例。从分析中吸取教训,获得经验,防止或减少今后发生类似事故。文中提出勘测设计、施工及监理、验收、运行管理 4 个环节应慎重对待的各项工作。

关键词 土石坝 事故分析 洪水漫坝 滑坡 震害 渗透破坏

大坝失事,下游猝不及防,致使人民生命财产和经济文化遭受重大损失。因此调查失事实况,分析失事原因,研究失事机理具有重要意义。通过调查分析,从这些事例中吸取教训,获得经验,提高勘测、科研、设计、施工、监理、管理等各方面水平,防止或减少这类事故再度发生。

大坝从发生险情到溃坝失事,发展迅速,整个过程往往很难被人目睹。只能在失事后进行调查分析。一般采取观察残存坝体,取样试验,分析失事前的原型观测资料,访问附近居民等手段,然后综合分析,得出结论。这些工作需要由知识面宽广、理论基础扎实、实践经验丰富的专家去担任,经过充分讨论,才能得出客观、公正、切合实际的结论。在调查研究中,还需去粗取精、去伪存真,相互补充,力求全面。对失事原因和机理的分析,可能会有不同的意见,可以并存。一次调查研究的结论也可能被再次调查研究所推翻。一次事故,也可以同时组织两个专家组作调查研究,力求全面和客观。例如美国 Teton 坝失事后,组织了两个专家组分别进行调查研究,一个是政府的专家组,另一个是学术团体的

专家组。最终报告中综合了两个专家组的结论。我国沟后坝失事后,政府专家组提出了调查报告,专家组的成员有 3 位在刊物上发表了意见不尽相同的论文,专家组以外的工程师和学者在刊物上发表了 4 篇论文,都有自己的见解。

笔者遍阅了国内外土石坝失事和事故的调查报告及论文,仔细考证了事故实况,根据坝型、筑坝材料、施工质量等综合资料,分析判断失事和事故的原因、机理。对原调查报告和论文中的结论,有的予以肯定,有的认为值得商榷,提出自己的见解。

本文对洪水漫坝、渗透破坏、滑坡、地震震害 4 种类型 20 个事例进行剖析,选择了各种类型事例中最大库容或最高的坝为剖析对象。早期建成的坝,当时设计和施工技术水平较低,由于地震震害失事或其它原因失事较多。50 年代以后,设计理论和施工技术已大为提高。如果谨慎从事,大坝失事是可以避免的。通过本文事例剖析,这些坝的失事都不是人力不可抗拒的。板桥水库校核洪水标准为千年一遇加 20%,“75·8”洪水为 650 年一遇就漫坝失事,可见原设计的洪水计算

作者简介:顾淦臣,男,教授,从事水工结构教学与研究,著有《土石坝地震工程学》等论著。

过分偏小。如果在设计时或运行期间复核时多搜集邻近地区的洪水系列资料及古洪水调查资料,提高洪水分析精度,则可能不会发生漫坝失事。沟后坝如果用堆石为坝体材料,或者用砂卵石为坝体材料而加强水平缝止水设计和施工质量,则不致发生渗透破坏。Teton坝如果在截水槽底部浇筑混凝土板或喷混凝土并将截水槽边坡开挖平缓一些,则不会发生管涌失事。七一坝如果上游坝体用透水性较好的砂卵石填筑并碾压密实,则水位迅速降落时也不致滑坡。

可见,重大事故的起因却是较小的疏忽。不过,设计者和施工者要具有水文、水工结构、岩土力学、水力学等基本理论并融会贯通才能避免这种疏忽。

1 洪水漫坝失事

1.1 板桥土坝

板桥土坝位于河南省泌阳县汝河上游,坝高 24 m,坝长 2 020 m,其中河床坝段长 400 m。水库容积 4.9 亿 m^3 。土坝为重粉质粘土厚心墙砂砾坝壳,上游坝坡 1:3,1:6,下游坝坡 1:2.5,1:6。工程于 1952 年建成。设计时取得的水文系列短、设计洪水偏小。1956 年做扩建设计,虽增加了 5 年水文系列,但设计洪水仍偏小。1973 年,河南省水利厅设计院根据新增十几年水文系列作洪水复核,证实原设计洪水偏小,规划人员曾提出大坝加高 0.9 m 的建议,但因在“文革”期间,这一建议未能得到重视、更没有落实加高措施。1975 年 8 月 4~8 日,水库上游降特大暴雨,3 天面雨量 1 007.5 mm,3 天洪水总量达 6.97 亿 m^3 ,8 月 6 日库水位超过汛限水位 2.1 m(规定汛限水位为 106.66 m)、超蓄 0.32 亿 m^3 。8 月 7 日溢洪道开闸泄水,因防止消力池冲刷,闸门未全开。8 月 7 日 21 点,水位升至坝顶。8 月 8 日 1 点,水位超过防浪墙

0.3 m,1 点 30 分溃坝,水位猛降。当时最大入库流量为 13 000 m^3/s 。8 月 8 日 2 点 57 分出现最大溃坝流量 78 100 m^3/s 。8 月 8 日 10 点水库泄空。溃坝历时 8.5 h,洪水漫流,洪、沙、颍、汝河连成一片,水面宽达 150 km,淹没农田 113.3 万 hm^2 ,受灾人口 1 190 万,死亡 2.6 万人^{[1]①}。

板桥水库工程已重建,并于 1993 年竣工。

事后重新作了洪水分析,增加了 1951 年至 1975 年 24 年洪水系列,分析结论为:“75·8”暴雨,洪峰流量 13 000 m^3/s ,相当于 650 年一遇。并未达到原设计的千年一遇洪水标准。板桥水库 1955 年加固设计时,计算的千年一遇加 20%洪峰流量为 5 083 m^3/s ,只相当于“75·8”洪峰流量的 31.4%,严重偏小,以致造成“75·8”洪水漫坝。

由此得到教训:设计者必须慎重对待洪水分析。当坝址缺乏长系列洪水测验资料时,应调查坝址上、下游城镇的水位或流量档案,用相关法移植到坝址。经济发达的城镇可能有些部门记载水位或流量。例如 1952 年设计大伙房水库时,在坝址下游 20 km 的抚顺矿务局收集到 34 年水位记录,考证了河道断面和比降,计算了流量,用相关法移植到坝址,大大丰富了坝址洪水系列。此外,要充分重视古洪水的调查、采取洪痕物质,进行¹⁴C测定或热释光测定以确定其年龄。这种现代科学方法已经在许多工程上得到应用。

工程建成以后,运行、管理单位应把洪水复核作为经常性的重要工作来做。洪水系列逐年增长,则洪水分析精度逐年提高。一般情况下,可 5~6 年作一次洪水复核。出现一次大洪水,应立即加入系列作复核。如果复核洪水大于原设计洪水,应改变水库运行调度规则、或对大坝枢纽进行扩建改造。

板桥水库失事的另一教训是:必须执行

①:水电部“75·8”暴雨洪水调查组.淮河流域洪汝河、沙颍河水系“75·8”暴雨洪水调查报告.治淮规划领导小组办公室,1977;铁道部科学研究院.京广线板桥水库下游抗洪措施试验研究报告,1978;马德全.在“75·8”洪水灾害二十周年纪念暨防洪减灾对策学术研讨会上的讲话,1995。

水库调度规则。进入汛期,库水位必须降低到汛期限制水位,不可超蓄。一次洪水来到,库水位短期内升高。洪水流量减小时,应在短期内消落到汛期限制水位,等待下一次洪水到来。在汛前,应将水工建筑物如消力池等维修好,以备泄放最大洪水。在汛前,闸门和启闭机应试运行,保持完好状态。启闭机应有可靠的备用电源。外来电源可能因暴风雨倒杆断电,厂用电也可能因洪水灾害而停发,柴油发电机是可靠的备用电源。

1.2 石漫滩土坝

石漫滩土坝位于河南省舞阳市洪河上游,为粉质粘土均质坝,1952年建成。设计时,水文系列短,设计洪水偏小。1955年重新作洪水计算,进行扩建,大坝加高2.5m。最大坝高25m,坝顶长500m,库容0.92亿 m^3 。

1959年作过洪水复核。1973年因兴利要求,再次复核,发现防洪标准偏低。河南省水利厅曾具文上报河南省革委会,提出大坝加高6.4m,但未实现。

1975年8月4~8日,水库上游特大暴雨,3天面雨量1074.5mm。8月5日第一次入库洪峰流量3640 m^3/s 。当日23点第二次入库洪峰流量6280 m^3/s ,为保证下游田岗水库的安全,曾两次关闸限泄。8月7日23点,库水位升至坝顶,上游袁门水库垮坝,1000万 m^3 水量泄入石漫滩水库。8月8日0点30分,库水位升至111.4m,超过防浪墙顶0.2m而溃坝。最大溃坝流量30000 m^3/s ,8月8日6点全部泄空。

事后作了洪水分析,原设计洪水流量仅为“75·8”洪水流量的37.5%^①。

石漫滩水库失事的教训除了与板桥水库相同外,还有水库群的联合防洪调度问题。在该库最高水位以上还要留有上游溃坝水量入库的库容。该库预报洪水达到某一流量时,不负担下游水库安全的任务。这些都应

在水库群调度规则中明确规定,并在运行时严格执行。

石漫滩水库正在重建,预计1997年建成。

2 渗透破坏失事和事故

2.1 沟后面板砂卵石坝

沟后混凝土面板砂卵石坝在青海省海南藏族自治州恰卜恰河上,在恰卜恰镇上游13km处,水库容积300万 m^3 ,坝高71m,坝顶宽7m,坝顶长264.5m,上游坡1:1.6,下游坡1:1.5。坝断面见图1。

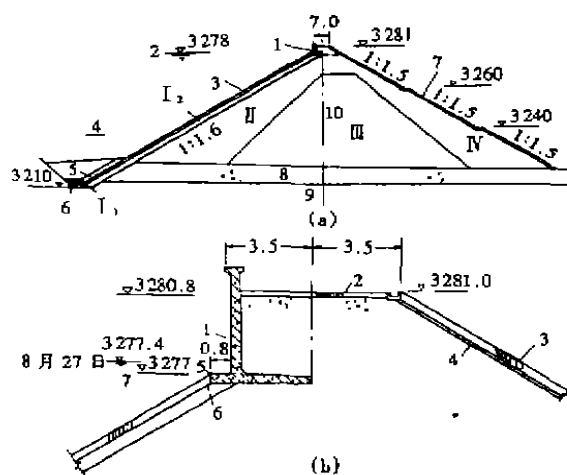


图1 沟后坝断面(单位:m)

(a)1.挡水墙;2.正常蓄水位;3.混凝土面板;4.死水位;5.粘土铺盖;6.趾板;7.下游护坡;8.覆盖层;9.基岩;I₁.细垫层;I₂.垫层。(b)1.挡水墙;2.路面;3.下游护坡;4.砂砾垫层;5.水平接缝;6.橡胶止水片;7.坝体沉降后挡水墙底板顶面高程

工程于1985年8月开工,1990年10月竣工,当即投入运行。正常蓄水位和校核洪水位皆为3278m。投入运行以来库水位一直在3274m以下,下游坡脚漏水,出逸点高出地面2m。量水堰测得渗流量16L/s。推算量水堰底部砂卵石层内渗流量20L/s。全坝渗流量36L/s^[2]。1992年9月验收时,见挡水墙的底板裂缝,水平接缝受拉张开,只用水泥砂浆抹缝,仍被验收为优良工程。1993年7月14日至8月27日,水库水位自3261m

①板桥水库和石漫滩水库内容描述经河南省水利厅何家谦总工程师审阅修改,特此致谢。

渐升至 3 277.4 m。挡水墙底板随坝体沉陷后,此时顶面高程为 3 277 m^①,8 月 27 日 13 点,值班人员见到库水漏进裂缝和水平缝。下游坡多处漏水,坝脚以上有 9 处漏水如瓶口大。下游坡台阶上能听到坝内有喷气声和水跌落声。8 月 27 日 20 点 30 分,村民见下游坡 3 260 m 和 3 240 m 钱道之间涌水像自来水,21 点值班人员在值班室听到闷雷般巨响,出门看到坝上喷水,土石翻滚,水雾中见到石块相碰的火花,22 点口门冲溃到 3 250 m,溃坝洪水流量约 3 000 m³/s,23 点 40 分,洪水到达恰卜恰镇,死亡 300 多人。沟后坝溃坝原因是面板顶端与挡水墙底板连接的水平缝橡胶止水片埋设质量低劣,严重漏水,使挡水墙底板与砂卵石间产生接触冲刷^[3]及坝体砂卵石产生管涌,导致挡水墙沉陷倾倒断裂,库水漫过挡水墙冲刷坝体,像漫坝一样溃坝。推测的溃决发展过程见表 1。

沟后坝溃坝口门顶部长 137.5 m,即 9 块面板宽,缺口位于坝的中段。缺口底部宽度 42 m,即 3 块面板宽。高程为 3 250 m,面板在此高程折断,以下面板尚完好。库水始终保留在 3 250 m 高程,在残留面板顶形成瀑布下泄。溃坝泄出水量 261 万 m³。溃坝洪水到达恰卜恰镇 1 号桥流量为 1 290 m³/s。溃坝口门见图 2。缺口两岸残留坝体顶部长 69 m 和 58 m。缺口两侧壁坡度分别为 50°和 60°。侧壁和下游坡面有管涌孔洞。

沟后坝失事的教训有下面几点。

a. 坝体采用砂卵石,又不严格注意面板

周边缝特别是面板顶(挡水墙底)水平缝的止水,只有一道橡胶止水片,又未埋设好,是失事的主因。

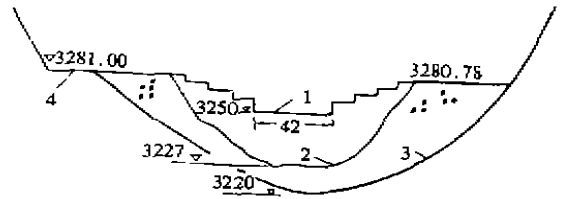


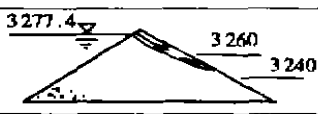
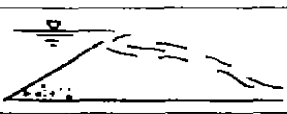
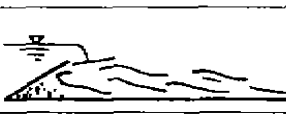
图 2 沟后坝溃决口门立视图

1. 面板溃决口(残留面板顶部);2. 下游坝体溃决口;
3. 坝下游周边轮廓线;4. 上坝公路;“管涌孔洞”

砂卵石的抗剪强度和变形模量与堆石接近,可以用它填筑坝体,但应认识砂卵石易发生管涌冲刷的不利一面。

坚硬和半坚硬堆石能经受很大漏水而不发生渗透破坏。例如美国在 60 年代建成的 Hell Hole 土斜墙堆石坝,坝高 125 m,坝顶长 479 m,坝顶高程 1 421 m,上游坡 1:2.5,下游坡 1:1.4。堆石为抛投式填筑。1964 年施工期间,下游区堆石体填到 1 363 m 高程,土斜墙和上游区堆石只填到 1 311 m 高程。12 月 23 日降暴雨,坝址洪水 1 048 m³/s,由下游堆石体漏出。上游水位升至 1 323 m,下游坡漏水出逸高程 1 306 m,堆石体稳定无损坏,上游水位继续上升到 1 340 m,渗漏 538 m³/s,下游坡堆石开始少量滑动。此时堆石内部水力比降为 0.28。上游水位达 1 341 m 时,下游坡堆石下滑,施工断面顶部堆石随之滑动。最后冲成宽 128 m 的溃口。Thomas M. Leps 根据渗漏面积、比降、堆石孔隙率计算孔隙流速为

表 1 沟后坝溃决发展过程^[4]

渗漏管涌(内部冲刷)阶段	坝陷初溃(漫溢冲刷)阶段	面流冲刷溃决阶段
		
27 日 18~21 时,共 3 h。	27 日 21~22 时 30 分,共 1.5 h。	27 日 22 时 30 分开始,不到半小时。
背水坡在 3 260 m 以下漏水,并携出砂粒,随着流速加大,砂砾架空并恶化发展为逆向扩展的通道,较大量砂砾管涌流失。	大量砂砾随水流冲失,混凝土面板悬臂临空,随之折断由洪水冲走,过水断面或洪水流量逐渐增大,最终使大量砂砾冲失,使更大面积的混凝土面板悬臂临空。	随着过水断面积猛增,洪水流量猛增为 3 000 m ³ /s,使更大量砂砾冲失,但为时甚短,很快即逐渐减小。

①陈祖煜.沟后大坝失事录.国际高土石坝学术研讨会论文,北京,1993。

0.4 m/s。这是堆石体完全没有防渗措施的情况能够承受很大漏水的例子。

面板堆石坝即使面板接缝损坏大量漏水,也不会超过 $20 \text{ m}^3/\text{s}$,不会导致堆石渗透变形。例如,美国 New Exchequer 面板堆石坝,因面板与老混凝土坝水平接缝拉裂漏水达 $13.72 \text{ m}^3/\text{s}$,而堆石未发生渗透变形,因而面板基本未损坏,放空水库后修补面板与老坝相接的水平缝,漏水减小为 $0.224 \text{ m}^3/\text{s}$,大坝正常运行。葡萄牙 Paradelas 面板堆石坝,是早期的抛投式堆石,变形大,导致面板裂缝,漏水 $3.02 \text{ m}^3/\text{s}$,20 多年不能满蓄,1982 年用加筋氯丁橡胶膜贴面修补,能正常运行。智利 Cogoti 面板堆石坝也是早期的抛投式堆石,运行初期漏水 $0.5 \text{ m}^3/\text{s}$,后逐年增大,80 年代漏水增至 $2.4 \text{ m}^3/\text{s}$,没有发生渗透破坏,最近才拟议修补方案。哥伦比亚 Alto Anchicaya 混凝土面板堆石坝周边缝漏水 $1.8 \text{ m}^3/\text{s}$,将库水位放低后修补接缝,漏水很小,正常运行。这些坝如果是砂卵石坝体,必将因渗透破坏而失事。

用砂卵石填筑混凝土面板坝坝体,只要确保所有接缝止水片埋设质量优良,周边缝水平缝缝顶嵌缝粘膏施工质量优良,是可行的。例如哥伦比亚的 Colillas 坝、委内瑞拉的 Yacambu 坝、哥伦比亚的 Salvajina 坝,我国的小干沟坝都是面板砂卵石坝,接缝不漏水,都运行良好。设计者必须理解面板砂卵石坝的正反两方面,才能正确抓住设计要领。对施工单位和监理人员应明确提出重点质量要求。也可采取在面板与垫层之间铺设复合土工膜的措施,以确保不漏水。

b. 施工单位和监理人员未重视止水片埋设质量,水平缝内的止水片大部分与混凝土脱离。挡水墙底板混凝土裂缝。库水位超过挡水墙底板就大量漏水,造成接触冲刷和管涌。

c. 库水位到达 3274 m,出现明显漏水已两年多,运行管理人员早应重视漏水问题。在问题难于判断时,可邀请一些有经验的专家进

行研究和讨论,决不能因循迁就,贻误大事。

d. 面板堆石坝顶上的高挡墙不是防浪墙而是挡水墙。混凝土及接缝都不允许漏水。许多设计和施工人员对此不够重视。现在运行中的若干面板砂卵石坝或面板堆石坝,水位尚未达到水平缝,这些坝是否漏水尚未受到考验。建议这些坝的运行管理单位都对水平缝和挡水墙进行检查,如不符合要求,要及时修理补救。

2.2 美国 Teton 坝管涌失事

Teton 坝高 93 m,坝顶长 900 m,1975 年建成。心墙用风积黄土性粉土填筑,坝壳为 $0.2 \sim 100 \text{ mm}$ 粒径的砾卵石。基岩为火山流纹岩,河槽段基岩比较新鲜完整,岸坡基岩节理裂隙十分发育。在岸坡坝段心墙底部基岩开挖截水槽,槽坡 1:0.5,回填风积黄土性粉土。凡岩槽开挖面裂隙宽度大于 6 mm 者用水泥砂浆堵缝,小于 6 mm 者不处理,未浇混凝土底板,也未喷混凝土,截水槽中粉土直接与节理裂隙十分发育的基岩接触。蓄水后,节理裂隙中的集中渗流将与之接触的粉土带走流失,形成接触冲刷;又由于截水槽两侧开挖的岩坡过陡,对槽中填土起拱作用,竖向压应力低,发生水力劈裂。槽壁岩石节理裂隙集中渗漏使槽中填土劈裂缝扩展。以致初蓄水时随即溃坝。

Teton 坝的失事过程:1976 年 6 月初蓄水接近正常蓄水位。6 月 3 日在距下游坝趾约 430 m 处(图 3(a)的 1 点)开始渗水,然后逐步在 2,3,4 点处及坝下游周边漏水,最后在 5,6 点处穿通成洞穴,6 月 5 日中午溃坝失事。造成 3.6 亿 m^3 水量下泄,淹农田 4 万多公顷,死 14 人,无家可归者 25000 人,损失 4 亿美元。坝的平面布置及剖面见图 3,图 3(a)中点 1~6 为漏水出现的先后次序。

失事后组成两个调查组,一个是专家组,一个是美国内务部优秀工程师和地质师调查组,进行了开挖检查和室内水力劈裂试验。开挖后发现,截水槽内有些土料饱和湿化落入岩石的张开节理,上面的填土形成张开缝

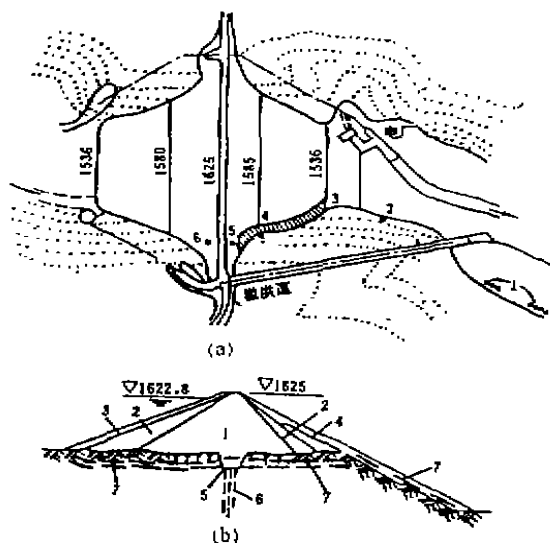


图3 Teton 坝溃决示意图(单位:m)

(a)平面布置图;(b)右岸坡坝段断面及推测的漏水途径
1.粉土心墙;2.砂卵石;3.块石;4.碎石;5.风化基岩中开挖截水槽,填粉土;6.帷幕灌浆;7.推测的渗漏途径

及空隙,并观测到节理岩石面上的填土被渗流水冲蚀的痕迹。节理宽度一般在 7.6 cm 以上,这些节理表部并未被灌浆封闭。调查组提出失事机理的简要结论如下。

渗水由截水槽上游张开节理渗入,沿灌浆帽顶部与粉土接触面流入下游张开节理,通过槽内填土的渗透比降为 7~10,此比降远远高于粉土的破坏比降,且槽内填土因拱作用易于发生水力劈裂,又由于有分散性的粉土易被冲刷崩解,湿化的填土塌落入张开节理,加剧了槽底附近填土的渗流,使渗透比降更增大,因而冲蚀成孔洞。在失事前数日,通过截水槽的渗水进入下游的斜节理,一部分通过十分破碎的流纹岩和山麓堆积与坝体下游部位底面节理发育的岩石接触带,因而在坝趾处出现漏水,逐渐使截水槽填土冲成大洞穴,导致大坝完全溃决。图 3(b)所示为推测的初期漏水途径。

Teton 坝失事的教训是:粘土心墙底部不应直接填筑在基岩面上,尤其不应填筑在裂隙发育的基岩面上,应当在基岩面上先浇筑混凝土底座,或者喷混凝土,在混凝土面上填筑粘土心墙,以免裂隙中的集中渗流冲蚀粘

土。在岩面上浇混凝土或喷混凝土,岩面不需绝对干燥。而填筑粘土则岩面必需绝对干燥,故困难很大。浇筑混凝土底座或喷混凝土再填筑粘土可方便施工,缩短工期。粉土有分散性,裂隙渗流流速极小就能冲蚀粉土,这种土需加石灰处理,不经处理不宜采用。截水槽边坡太陡对填土有拱作用,应当平缓一些。

2.3 美国 Mud Mountain 坝心墙渗透破坏

美国于 1941 年开工兴建当时世界上最高的 Mud Mountain 土石坝,其剖面见图 4。坝高 130 m,上游坡 1:1.75, 1:2.25。下游坡 1:1.5, 1:2.0。心墙上下游坡都是 1:0.35。心墙上下游都设反滤过渡层,顶部宽 3 m,底部宽 15 m。用河谷山坡表部的冰碛土与砂砾石混合料填筑心墙,冰碛土占 20%~30%。冰碛土中只有粉粒,砂砾石中有少量蒙脱土。开挖后经筛网剔除 150 mm 以上的卵石。天然含水量高于最优含水量 2%~5%,用辊筒干燥。上坝填筑层厚 15 cm,用羊足碾碾压。压实后干密度:不含砾石的为 1.6 g/cm^3 ,含砾量 50% 的为 2.08 g/cm^3 。填筑后渗透系数为 $1 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$,破坏渗透比降为 14。心墙料有两种:①冰碛土 20%~40%与砾石混合料的级配为小于 0.074 mm 占 9%~16%,小于 12 mm 占 50%,小于 50 mm 占 85%;②冰碛土 20%~25%与砂混合料的级配为小于 0.074 mm 占 4%~14%,小于 0.25 mm 占 15%,小于 1.2 mm 占 50%,小于 40 mm 占 85%。反滤过渡层料是轧碎的闪长岩,含少量高岭土,最大粒径 76 mm,填筑层厚 30 cm,用拖拉机碾压。坝壳料是石场开采的安山岩。石块小于 450 kg 的占 45%~55%,450~1360 kg 的占 25%~35%,1360~4500 kg 的占 15%~25%。用抛投法施工,抛投层厚 12 m,



图4 美国 Mud Mountain 坝断面图

用水冲,每立方米堆石冲水 1.5 m^3 。

施工期间,于1942年8月就发现心墙与过渡层接触面有平行坝轴线的裂缝,过渡层及坝壳下沉 $50\sim 60\text{ mm}$,向外水平位移 $40\sim 50\text{ mm}$,裂缝深 2 m 。当时即开挖回填处理。二战期间停工,战后复工,1948年竣工。裂缝又开展,最大缝宽 100 mm 。又开挖回填处理。1951年,坝顶竖向位移达 82 cm ,水平位移达 27 cm 。考虑到坝的质量不好,不能常年蓄水,限制蓄水深 36 m 。1982年,发现心墙内渗压计水头与库水位同步升降,后又发现下游坝趾漏水。随即在心墙中钻探,发现多处土质松软,有许多部位细粒已被冲蚀,只剩砾石。为保证大坝安全,决定在心墙中打设混凝土防渗墙。混凝土防渗墙已于1990年竣工^{①②}。

Mud Mountain 坝的病险加固对我们颇有启示。40年代以来,该坝举世闻名。我国许多技术人员也以为该坝的心墙料采用细粒含量很少的粉土砂卵石是成功的榜样,不了解其运行情况。现在设计中的某土石坝高 186 m ,心墙料拟采用冰碛土:大于 5 mm 颗粒含量占 $50\%\sim 65\%$,小于 0.1 mm 颗粒含量占 $6.6\%\sim 20\%$,粘粒含量很小,仅占 2.2% ,是宽级配粗粒土。这种冰碛土的不均匀系数为 $68.8\sim 177.8$,曲率系数 $3.27\sim 3.36$,属于不良级配的砾质土。当无反滤保护时,在较小渗流比降下 ($0.2\sim 0.3$) 就发生渗透变形,流失的颗粒大部分小于 0.1 mm ,最粗的为 1 mm 。如用粗砂作反滤层,则临界比降可达 $7\sim 10^{[5]}$ 。文献[6]介绍该砾质土经碾压试验后渗透系数为 $1\times 10^{-6}\sim 4\times 10^{-6}\text{ cm/s}$,临界渗透比降大于3,破坏比降 $7\sim 9$ 。

该砾质土与 Mud Mountain 坝心墙料相比,细料含量略少,渗透系数略大,破坏渗透比降略小,比 Mud Mountain 坝心墙料差一些。

用这种料填筑坝的心墙,很可能重蹈 Mud Mountain 坝的覆辙。建议掺加粘土,使粘粒 ($<0.005\text{ mm}$) 含量达到 8% 以上,小于 0.1 mm 的含量大于等于 25% 。用 $0.5\sim 1.5\text{ mm}$ 粗砂作第一层反滤,才能防止管涌。如不掺粘土,则应在心墙上游面铺设复合土工膜防渗,或者在心墙下游面铺设土工织物反滤层。这种连续性反滤层抵抗渗透破坏的能力高于颗粒反滤层。

2.4 西斋堂土坝和玉马土坝渗漏破坏

北京西斋堂土坝,坝高 58 m ,是粘土斜墙砂砾坝壳,坝基覆盖层厚 48 m ,上层为砂卵石,下层为卵石夹粘性土,采用混凝土防渗墙防渗。大坝于1974年建成蓄水。1978年汛前,在土坝上游坝坡发现二处塌坑;1号塌坑是椭圆形,顺坝轴线方向长 9.5 m ,垂直坝轴线方向长 7.0 m ,深 3.0 m ;2号塌坑呈圆形,直径 2.5 m ,深 0.3 m ^③。1978年10月,对塌坑开挖检查,1号塌坑剖面见图5(b),洞穴穿通防渗墙下游壁到斜墙底部下面砂卵石层。2号塌坑剖面见图5(c),洞穴穿通粘土与防渗墙漏洞相连。塌坑洞穴内填充砂卵石和软泥,混凝土防渗墙有水平洞,直径 $4\sim 6\text{ cm}$ 。墙分段接头处夹泥皮较厚,最厚 4 cm ,有些夹泥已被渗流冲刷流失,很多接缝漏水。粘土斜墙底部的反滤过渡层在防渗墙附近被渗流破坏,后来对防渗墙钻孔浇混凝土堵塞漏洞和缝隙加强墙体连接,开挖出来的部位,重新铺反滤料回填粘土,修补后没有发生问题。

河南省玉马土坝与西斋堂土坝几乎同样情况,也是粘土斜墙底部有混凝土防渗墙打入砂卵石覆盖层。该工程1976年6月建成,1977年蓄水,1978年5月,库水位下降时,发现上游坡塌坑,直径 8 m ,深 3.2 m ,经开挖检查,与西斋堂坝的1号坑位置相同,穿通防渗墙下游壁面到斜墙底部下面砂卵石层(见图

① Analysis of Design, Mud Mountain Dams, Seattle District C E, 1946.

② Seepage Cutoff Wall is Deepest Yet, Engineering News Record, April, 1990.

③ 倪新伟,张玉雷,西斋堂水库土坝塌坑处理,见:水利工程管理论文集(第一集),中国水利学会工程管理专业委员会,1984。

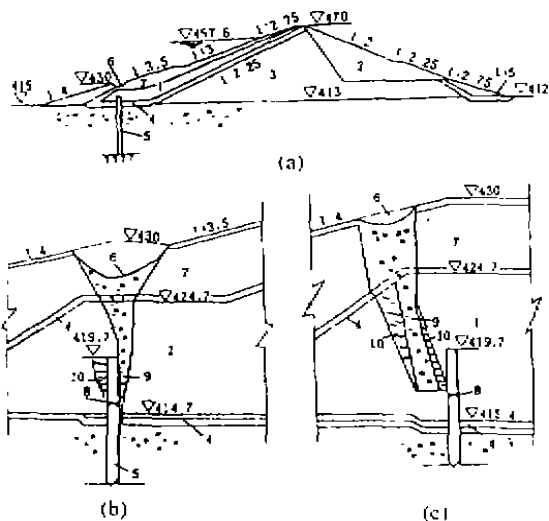


图5 西斋堂土坝渗漏破坏图(单位:m)

(a)断面图;(b)1#塌坑;(c)2#塌坑

- 1.粘土斜墙;2.石渣;3.砂卵石;4.反滤层及过渡层;
- 5.厚80cm混凝土防渗墙;6.塌坑;7.砂卵石;8.漏洞;
- 9.塌坑洞内填充的砂卵石;10.填充的软泥

6). 开挖干净后回填粘土,混凝土防渗墙无明显漏洞,故只对防渗墙钻孔灌浆。该坝至今运行正常。

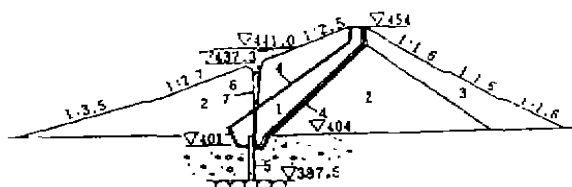


图6 玉马水库土坝渗漏破坏图(单位:m)

- 1.粘土斜墙;2.砂卵石;3.风化碎石;4.反滤层;
- 5.混凝土防渗墙;6.塌坑;7.洞穴内填充砂卵石

西斋堂坝和玉马坝混凝土防渗墙两侧粘土斜墙穿洞塌坑的主要原因是防渗墙连接部位的粘土太薄,根据模型试验和有限元分析证实,防渗墙顶部有相当大区域的粘土被挤压和剪切破坏,形成放射状裂缝,如图7所示。斜墙粘土在防渗墙顶上只有若干米(西斋堂坝为5m),放射状裂缝一直贯穿到粘土顶部,成为漏水通道,沿着防渗墙下游壁面穿通漏入砂卵石层(因为混凝土墙与粘土接触面抗渗比降低于粘土内部)。防渗墙上游的放射状裂缝漏水通道漏入防渗墙漏洞或接缝(太厚的泥皮缝)再漏向墙下游壁面漏入砂卵

石层。由于漏水受墙洞墙缝的控制,故上游2号塌坑比下游1号塌坑小。玉马坝的防渗墙没有发现漏洞,故防渗墙上游无塌坑。

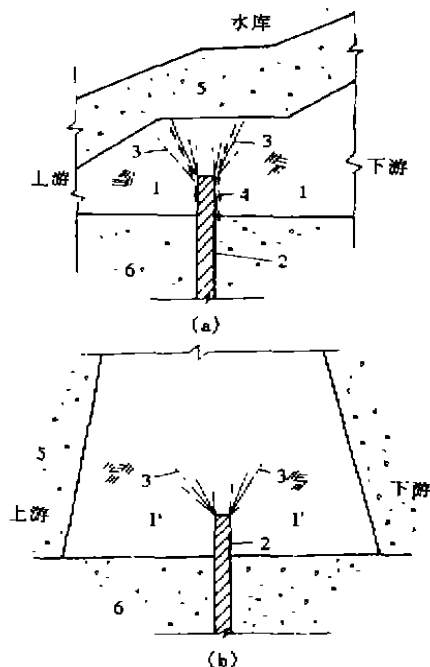


图7 混凝土防渗墙顶部粘土斜墙和心墙的放射状裂缝

(a)斜墙底部防渗墙;(b)心墙底部防渗墙

- 1.粘土斜墙;1'.粘土心墙;2.混凝土防渗墙;3.放射状裂缝;
- 4.渗漏方向;5.砂卵石坝壳;6.砂卵石地基

粘土心墙底部混凝土防渗墙,因心墙很厚,放射状裂缝不会贯穿心墙上下游边坡,故没有发生过塌坑损坏等事故。例如毛家村土石坝心墙底部厚32m,防渗墙顶至心墙上游边最短距离12m,碧口土石坝心墙底部厚55m,防渗墙顶至心墙边最短距离24m,运行20多年以来,性态优良。

土石坝采用斜墙短铺盖上游端的底部设混凝土防渗墙方案虽然也有成功的实例,但既要防止防渗墙顶部粘土放射状裂缝贯穿,还要防止铺盖裂缝渗漏短路使防渗墙孤立,失去作用。要采取加厚端头加厚铺盖等措施,但不一定完全有效。因此最好采用心墙或斜心墙底部设混凝土防渗墙方案为宜。(待续)

(收稿日期:1996-08-27 编辑:马敏峰)