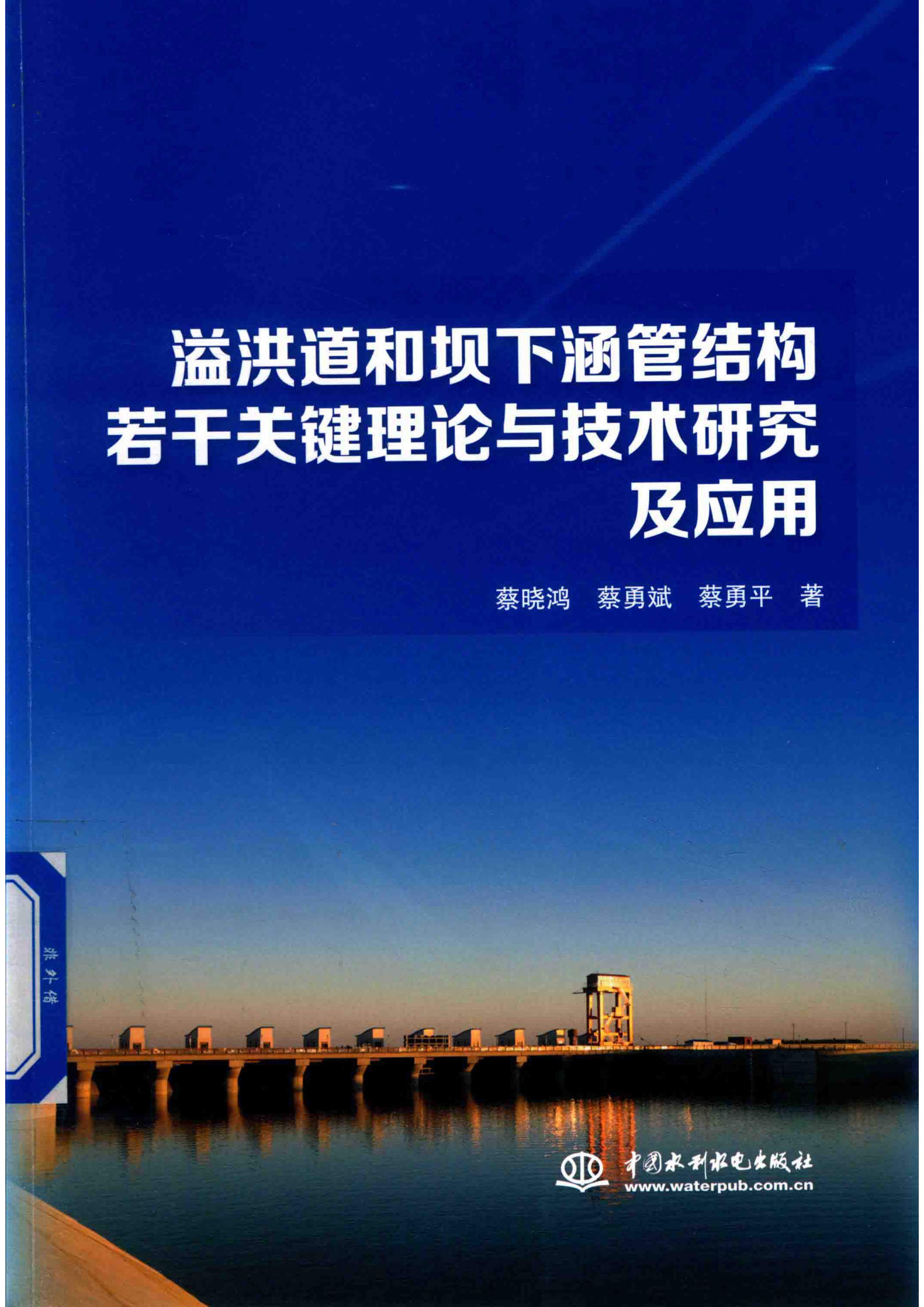
溢洪道和坝下涵管结构若干关键理论与技术研究及应用

蔡晓鸿　蔡勇斌　蔡勇平　著

非外借



中国水利水电出版社
www.waterpub.com.cn

江西省水利厅 吉安市水利局 2020 年度水利科技项目

溢洪道和坝下涵管结构若干关键理论与技术研究及应用

蔡晓鸿 蔡勇斌 蔡勇平 著



中国水利水电出版社
www.waterpub.com.cn
·北京·

内 容 提 要

本书紧密结合溢洪道泄槽段发生揭底失稳损毁工程案例，建立相应计算模型与计算方法，推导出计及高速水流脉动上举力的溢洪道泄槽段底板、消力池护坦抗浮稳定改进计算式，并提出应吸取的教训及防范措施。通过对坝下涵管出现严重空蚀破坏工程案例的机理分析，揭示进水口设闸控流坝下涵管发生空蚀破坏的水力学条件，并给出相应设计、运行管理防空蚀对策。依据所建立的坝下涵管横向结构内力计算模型、纵向轴力计算模型，分别导出坝下涵管横向结构内力与抗裂验算、纵向轴力与伸缩缝间距设计计算式。采用弹性理论多层厚壁圆筒接触模型，建立混凝土重力坝坝内埋管各结构层应力计算方法，推导出相应应力精确解计算式及混凝土层开裂新判据，指出现行坝内埋管混凝土层开裂判据存在的局限性。

本书可供水利水电、给排水等工程的设计、施工和科研人员使用，也可供高等院校有关专业师生参考。

图书在版编目（CIP）数据

溢洪道和坝下涵管结构若干关键理论与技术研究及应用 / 蔡晓鸿，蔡勇斌，蔡勇平著. -- 北京 : 中国水利水电出版社，2020.11
ISBN 978-7-5170-8992-6

Ⅰ. ①溢… Ⅱ. ①蔡… ②蔡… ③蔡… Ⅲ. ①泄水涵管－研究 Ⅳ. ①TV652.2

中国版本图书馆CIP数据核字(2020)第207046号

书　　名	**溢洪道和坝下涵管结构若干关键理论与技术研究及应用** YIHONGDAO HE BAXIA HANGUAN JIEGOU RUOGAN GUANJIAN LILUN YU JISHU YANJIU JI YINGYONG
作　　者	蔡晓鸿　蔡勇斌　蔡勇平　著
出版发行	中国水利水电出版社 （北京市海淀区玉渊潭南路1号D座　100038） 网址：www.waterpub.com.cn E-mail：sales@waterpub.com.cn 电话：（010）68367658（营销中心）
经　　售	北京科水图书销售中心（零售） 电话：（010）88383994、63202643、68545874 全国各地新华书店和相关出版物销售网点
排　　版	中国水利水电出版社微机排版中心
印　　刷	北京瑞斯通印务发展有限公司
规　　格	184mm×260mm　16开本　6.75印张　158千字　2插页
版　　次	2020年11月第1版　2020年11月第1次印刷
定　　价	**42.00**元

凡购买我社图书，如有缺页、倒页、脱页的，本社营销中心负责调换

版权所有·侵权必究

序

蔡晓鸿教授级高级工程师从事水利水电工程技术及研究工作50余年。这些年来，他紧密结合水利水电工程勘测设计和设计审查、抗洪抢险技术支持等项工作，在溢洪道设计中建立了计及脉动上举力的溢洪道底板抗浮稳定改进计算模式；在坝下涵管水力设计中，充分揭示了进水口设闸控流的坝下涵管发生空蚀破坏的水力学原因；注重理论与工程实际相结合，研究解决了坝下圆管、坝下箱涵纵向轴力计算与伸缩缝间距及轴向抗裂验算等问题；给出了坝内埋管应力计算的精确解，指出了现行《水电站压力钢管设计规范》（SL 281—2017）所给出的坝内埋管混凝土结构层开裂判别式的局限性；在结合莫尔-库仑屈服准则的工程应用方面，揭示并解决了其主应力和应力不变量的表达式及剪胀角参数表达式与应力符号约定的适配协调等复杂技术问题。

该书写作的特点是在追求学术理论严谨的同时，十分重视学科理论与工程实际技术关键问题的密切结合，并对具体工程复杂疑难技术问题进行了展开与深入探讨，所获成果大多已在工程设计与工程的除险加固实践中成功应用，深受水工界的认可和欢迎。

该书理论严谨，解析深入，应用广泛，系统地总结了作者对溢洪道发生揭底失稳破坏、坝下涵管出现空蚀破坏的原理机理分析与理论解析，进而提出了应吸取的教训和具有应用价值的防范措施与相关设计对策。对受不均匀内水压力作用下的坝下箱涵框架结构转角结点内力符号规定问题，书中匠心独具地采用了左手直角坐标系，协调处理了这一技术关键。解决了高速水流工况下溢洪道泄流、进水口设闸控流的坝下涵管水力与结构设计中若干长期困扰水工设计人员的诸多复杂技术问题，推进了溢洪道与坝下涵管的水力设计与结构应力计算的学术创新与技术进步，对上述复杂关键技术问题的深化探究极有助益。

相信本书的付梓问世，对我国水工界的科技发展定有很好的推动和促进作用。鉴于此，笔者乐于写述了以上的一点文字，是为序。

孙钧

2019/11/27

孙钧先生，同济大学一级荣誉教授、中国科学院（技术科学学部）资深院士，国内外知名岩土力学与工程专家。

前 言

水工建筑物的水力学问题和水力设计、结构问题与结构计算，在水工建筑物设计、施工、运行中占有举足轻重的关键作用，直接关系到建筑物的结构安全与运行效益及耐久性和经济性。在水工建筑物的蓬勃兴建和大力发展中，需要不断地进行系统而又详尽的理论研究与技术攻关，为水利工程建设提供必要的理论依托与技术支撑。

本书依据溢洪道底板所发生的揭底失稳破坏、进水口设闸控流坝下涵管发生空蚀破坏的工程实例，通过理论探究与实际工程问题相结合，建立了相应的计算模型与计算方法，协调而有成效地解决了上述复杂疑难技术关键问题，进而揭示在流速大于 12m/s 时，就有可能出现异于低速水流的高速水流特殊现象及其伴生水力学问题。建立了坝下涵管纵向轴力与伸缩缝间距及轴向抗裂验算计算模型与计算方法，创新性地解决了这一实际工程技术关键问题。给出了坝内埋管应力计算精确解，推导得出了坝内埋管混凝土结构层的开裂判据，指出了现行规范推荐的坝内埋管混凝土结构开裂判别式的局限性。按应力符号约定及主应力大小顺序，推导出了与之匹配的莫尔-库仑屈服准则主应力表达式、应力不变量表达式、塑性流动剪胀角参数表达式，揭示了莫尔-库仑屈服准则主应力表达式、应力不变量表达式、塑性流动剪胀角参数表达式与应力符号约定、主应力大小顺序间的关联适配性，为正确选用莫尔-库仑屈服准则表达式及塑性流动剪胀角参数表达式提供了指南。

笔者在长期的学术研究活动中，受益于中国科学院资深院士、教授孙钧先生，河海大学徐志英教授、沈家荫教授、卓家寿教授、殷宗泽教授、沈振中教授，同济大学侯学渊教授、杨林德教授，江西省水利厅总工程师张文捷教授级高级工程师，江西省水利规划设计研究院江凌教授级高级工程师，江西省水利科学研究院总工程师吴晓彬教授级高级工程师，吉安市水利局原总工程师吕有年等专家学者；得到了江西省水利厅徐博然工程师，同济大学荣耀博士、涂忠仁博士、孙富学博士、齐明山博士的热心相助；受到了江西省水利厅、吉安市水利局、吉安市水利水电规划设计院、吉安市吉泰水利水电建设监理有限公司、吉荣实业工程公司领导的大力支持。在此，笔者一并表

示衷心的感谢！

本书承蒙孙钧先生作序，谨表诚挚的谢忱！

本书出版得到江西省水利厅、吉安市水利局2020年度科技项目经费资助，对此，深致由衷的感谢！

书中不当和存误之处，敬请读者赐教和指正。

作者

2019年11月于吉安市

目　录

序
前言
第一章　溢洪道结构若干关键理论与技术研究及应用 …… 1
第一节　概述 …… 1
第二节　改进的溢洪道底板抗浮稳定计算 …… 2
第三节　东谷水库溢洪道水毁原因分析与教训 …… 6
第四节　溢洪道泄槽底板揭底失稳水毁的教训与启示 …… 9
第二章　进水口设闸门控流的坝下涵管空蚀破坏及防空蚀措施 …… 12
第一节　概述 …… 12
第二节　圆形坝下涵管空蚀破坏分析 …… 12
第三节　城门形坝下涵管空蚀破坏原因分析 …… 15
第四节　进水口设闸门控流的坝下涵管防空蚀措施 …… 16
第三章　圆形坝下涵管结构若干关键理论与技术研究及应用 …… 18
第一节　概述 …… 18
第二节　厚壁圆管弯矩计算及薄壁圆管与厚壁圆管的分类 …… 18
第三节　钢筋混凝土坝下涵管抗裂设计壁厚计算 …… 23
第四节　圆形坝下涵管横向结构内力计算与抗裂验算 …… 24
第五节　压力圆形钢筋混凝土坝下涵管的横向限裂验算 …… 32
第六节　圆形坝下涵管纵向拉力计算与抗裂验算及伸缩缝间距设计 …… 41
第四章　箱形坝下涵管结构若干关键理论与技术研究及应用 …… 45
第一节　概述 …… 45
第二节　非均匀内水压力作用下的坝下箱涵结构计算 …… 45
第三节　坝下箱涵横向内力计算与抗裂验算 …… 56
第四节　坝下箱涵纵向拉力计算与抗裂验算及伸缩缝间距设计 …… 68
第五节　坝下涵管沉降缝设置判据 …… 72
第五章　坝内埋管和架空梁式圆管结构计算及莫尔-库仑屈服准则与应力符号约定适配性研究 …… 74
第一节　概述 …… 74
第二节　坝内埋管应力计算 …… 74
第三节　架空梁式圆管横向结构内力计算 …… 82

第四节　莫尔-库仑屈服准则应力不变量表达式及剪胀角参数表达式与应力符号约定的适配性 …… 87
第五节　水工压力隧洞结构若干关键理论与技术 …… 92
参考文献 …… 98

第一章　溢洪道结构若干关键理论与技术研究及应用

第一节　概　　述

在水利水电枢纽工程中，必须设置泄水建筑物，以宣泄超水库设计库容的洪水，防止洪水漫溢坝顶，保证大坝安全运行。溢洪道是一类应用最广的常见泄水建筑物，其设计准则，一是应具有足够的泄洪能力，保证大坝运行安全；二是水力设计、结构设计须可靠，保证自身运行安全。无闸控流溢洪道的泄流能力是由其进水渠水力特征与控制段水流形态特性确定的。进水渠的水头损失直接影响到控制段过流计算总水头的确定，而堰式控制段或渠式控制段的水流形态特性，则决定了控制段泄流能力的计算方法与计算公式采用。其中：堰式控制段的泄流能力是由其顶部堰面曲线确定的；反弧段及其末端上扬仰角是为了产生离心力，使水流压力卸载；而直线段则是连接顶部堰面曲线与下部圆弧段的承载水流过渡段。水工设计人员深刻地了解和把握这一点，对正确进行溢洪道水力设计至关重要。对设闸控流溢洪道，尚应合理确定闸门的启闭顺序和开度，避免不良流态的发生或造成震动的开度。

鉴于设闸控流溢洪道流型多样（堰流、孔流、明渠流等），流态也多样（非淹没流、淹没流、无压流、有压流等），因此，应根据闸门开启孔数、闸门开度及上、下游水深，判别其泄流流型及流态，然后在此基础上合理选用计算公式及参数，科学计算其过流能力。

但若干大坝与溢洪道的失事原因表明，其失事破坏往往是溢洪道泄洪能力不足或溢洪道设计、运用不当所致。例如：2014 年 5 月 25 日，江西省安福县大型水利工程东谷水库溢洪道泄槽段发生揭底失稳损毁事故[1]；2017 年 2 月 7 日，美国最高土石坝奥罗维尔大坝主溢洪道、非常溢洪道相继出现泄槽段揭底失稳及冲蚀破坏事故[2]。

泄水建筑物按水力学特征可分为有压式和无压式（视泄水水道有无自由水面而定），按结构型式可分为开敞式和封闭式（由水道横断面是否闭合而定），按布置部位可分为坝身式和河岸式，按泄水水道是否设有闸门控流可分为有闸控制溢洪道和无闸控制溢洪道。在以往的泄水建筑物设计中，受当时技术条件的限制，对溢洪道高速水流引发的揭底失稳破坏与空蚀风险了解不足，因此鲜少采取有效防范应对措施，以致后续发生了许多溢洪道、泄洪洞揭底失稳破坏或空蚀破坏的情况。例如，孟加拉国的卡娜佛利大坝溢洪道、墨西哥的马尔巴索大坝溢洪道、苏联的布拉茨克溢流坝、巴基斯坦的塔贝拉枢纽工程泄洪洞、美国的胡佛大坝泄洪洞、墨西哥的英菲尔尼罗泄洪洞，以及我国甘肃省的刘家峡水电站泄洪洞、与朝鲜交界的鸭绿江上的水丰电站溢流坝、湖南省的柘溪水电站差动式挑流鼻坎、山西省漳泽水电站溢洪道差动式挑流鼻坎、广东省东吴水库溢洪道泄槽段、陕西省安

康水电站溢流表孔溢流面及消力池护坦等各种类型泄水建筑物均不同程度发生过失稳或蚀损破坏，其中，安康水电站溢流表孔消力池护坦，曾分别于1996年、2000年、2002年、2004年和2007年多次发生上抬错台破坏现象，先后多次加固，多次损坏。

进入21世纪后，计算技术的进步，紊流力学及数学模型的发展，计算机软件程序的普及性应用，为水利水电枢纽优化布置，泄水建筑物的体型优化以及泄水建筑物高速水流的诸多特殊现象和伴生问题的解决提供了重要方法手段，使深化大坝、溢洪道安全监测，完善安全监控设计，充分考虑外部环境条件变化对大坝、溢洪道运行安全的影响分析评价成为可能。

鉴于溢洪道泄槽、消力池发生揭底失稳破坏具多发性、普遍性，因此，本章将对其破坏成因作深入分析，并在此基础上探求相应的定量评估计算方法与解析计算式。

第二节　改进的溢洪道底板抗浮稳定计算

江西省吉水县芳陂水库是一座重点小（1）型水库，总库容774.4万m^3，设计洪水标准50年一遇，相应设计洪水位117.04m，溢洪道泄洪流量250m^3/s；校核洪水标准1000年一遇，相应校核洪水位118.84m，溢洪道泄洪流量464m^3/s；消能防冲建筑物设计洪水标准20年一遇，相应洪水位116.38m，溢洪道泄洪流量184m^3/s。水库溢洪道控制堰为宽顶堰，设计堰顶高程113.30m，溢流净宽20m；控制堰后接等底宽陡槽，陡槽长30.92m（水平长30m），底坡1∶4，陡槽底板为C20混凝土结构，板块按10m×10m设置纵、横缝，板块厚0.4m，布设有温度钢筋；陡槽末端接消力池，消力池长23m、宽20m，消力池护坦为C20混凝土结构，护坦顶高程105.80m，按11.5m×10m（长×宽）设置分缝，护坦厚0.6m，布设有温度钢筋。陡槽底板、消力池护坦分缝均未设置止水，板块与基岩间未布设锚筋。

2010年6月中旬，库区连降大到暴雨，溢洪道控制堰堰顶过水深达2.1m，相应库水位115.40m，溢洪道泄洪流量102m^3/s，收缩断面水深$h_1=0.4$m，跃后水深3.45m，消力池出口下游水深1.42m，消力池出口水面跌落0.6m。水库管理人员检查发现陡槽末段板块发生沿混凝土垫层接触面的失稳揭底破坏。是什么原因使重达近100t的钢筋混凝土板块在远小于设计标准洪水工况下，被水流揭底掀起呢？如不从理论上对溢洪道陡槽底板与消力池护坦失稳揭底破坏的机理进行分析，则有可能在后续溢洪道加固处理设计中重蹈覆辙，屡修屡毁。

一维和二维瞬变流模型理论分析与工程模型试验及大量工程失事原型观测和调查结果表明，溢洪道板块发生失稳揭底破坏大体经历以下3个子过程。

（1）首先，发生板块裂缝扩展、分缝止水破坏子过程。板块间分缝止水在高速水流与来流夹砂石颗粒、杂物磨损碰撞及脉动压力水流长期、反复交变作用下，部分或全部遭受破坏失效。

（2）随后，发生板块与下部结构或基岩分离子过程。脉动压力水通过板块接缝、裂缝、孔洞进入板块底面缝隙层并迅速传播，由于板块顶面的水流运动不受缝隙层的约束，而板块底面的水流运动受缝隙边界层面的约束，从而导致板块顶面、底面的脉动压力波传

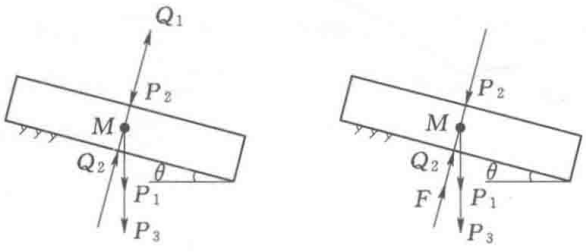
播差异显著，板块底面脉动压力波波速往往较顶面压力波波速（m/s）大1～2个数量级，于是板块顶面与底面的随机紊流脉动压力差产生的水流冲击流激振动就形成长期、反复作用于板块底面的强大脉动上举力，从而导致板块与下部结构或基岩接触面间缝隙层不断快速扩展和贯通，板块与下部结构或基岩接触面间的黏结力释放，并迅速降低、消减，以致板块与基岩分离，锚筋与所锚固基岩松动、失去作用，锚筋甚至被剪断或拉断。此子过程类似于非线性自激振动系统运动。在板块与下部结构或基岩分离过程中，脉动压力水流伴随有能量损耗。但高速水流系统存在一种机制，使能量能够获得系统本身的反馈调节，及时适量地得到补充，从而形成一个稳定的不衰减的周期性振动脉动压力，该脉动压力作用于板块及下部结构或基岩，直至其相互分离。

（3）继而，发生板块揭底失稳破坏冲移子过程。与基岩分离的板块，在高速水流强大的变频变幅随机脉动上举力作用下起动出穴，并发生掀起、冲移、失稳揭底破坏。

溢洪道混凝土板块的冲移失稳，使板块下部基岩直接暴露于高速泄流水中，高速水流迅速冲蚀该处的强风化与弱风化岩体，并向泄槽上游和下游发展，形成深大冲槽冲坑。泄槽板块下槽基岩体冲槽冲坑的形成，大致经历以下3个子过程：首先是高速水流挤压注入基岩节理面、断层裂隙等软弱结构面，使基岩沿裂隙、节理面发生水力劈裂、水力破碎、解体破坏；随后是基岩解体后的岩块，在强大的水流旋滚冲击与脉动压力破碎作用下，碎裂上升，出穴冲移；随着出穴岩块在冲坑内的磨损、碰撞破碎、冲移，冲坑的范围和深度迅速扩大，直至高速水流的有效能量与冲坑冲槽的抗冲消能相平衡时，冲坑冲槽不再发展而渐处于平衡状态。

一、脉动上举力的分析

前面对溢洪道陡槽底板与消力池护坦板块发生失稳揭底破坏的原因、机理进行了定性探讨，下面从定量方面进行计算分析。溢洪道陡槽底板与消力池护坦板块的稳定性设计，主要是确定板块的厚度及板块与基岩间的锚筋配设。对水库溢洪道工程设计，设计人员往往不考虑或不能正确把握作用于板块上的脉动荷载，没有认识到这一设计简化或粗化仅适用于溢洪道上下游水头差小、流速小、脉动荷载小或不存在脉动荷载的工程，当板块存有裂缝、孔洞、分缝止水破损等质量缺陷，且板块上作用有较强脉动荷载或脉动荷载起主控作用时，则这一设计上的概化或不当认知就有可能导致严重的工程事故，甚或工程灾难。



(a) 止水完好工况　　(b) 止水破坏工况

图1-1　溢洪道陡槽板块受力简图

荷载分析表明，当溢洪道板块无裂缝、孔洞，且板块间止水完好时，作用于板块的力有[1]板块自重 P_1、板块顶面上的时均压力 P_2（作用方向与板块顶面垂直）、板块与基岩间的锚固力 P_3、板块顶面上的脉动压力 Q_1、板块底面上的扬压力 Q_2。溢洪道陡槽板块的受力简图如图1-1（a）所示，其抗浮稳定条件见式（1-1）：

$$(P_2-Q_1)+P_1\cos\theta+P_3\cos\theta-Q_2\geqslant 0 \tag{1-1}$$

引用安全系数 K_f，将式（1-1）改写成

$$K_f=\frac{(P_1+P_3)\cos\theta+P_2}{Q_1+Q_2} \tag{1-2}$$

式中：K_f 为安全系数，设计工况取 1.2，校核工况取 1.0；θ 为板块底面与水平面的夹角。

时均压力为

$$P_2=\gamma_w h\cos\theta \tag{1-3}$$

式中：h 为计算点的水深；γ_w 为水的容重。

则式（1-2）可改写成

$$K_f=\frac{(P_1+P_3+\gamma_w h)}{Q_1+Q_2}\cos\theta \tag{1-4}$$

特别的，对于消力池水平护坦，$\theta=0°$，式（1-2）简化为

$$K_f=\frac{P_1+P_2+P_3}{Q_1+Q_2} \tag{1-5}$$

式（1-5）即规范[3]推荐公式。

有必要指出：式（1-2）、式（1-5）是在溢洪道陡槽底板与消力池护坦板块间止水完好条件下的抗浮稳定计算式。若板块间止水被破坏，则式（1-2）、式（1-5）不再适用。此时，作用于板块上的力有板块自重 P_1、板块顶面上的时均压力 P_2、板块与基岩间的锚固力 P_3、板块底面上的脉动上举力 F、板块底面上的扬压力 Q_2。此时板块的抗浮稳定条件［图 1-1（b）］为

$$P_1\cos\theta+P_2+P_3\cos\theta-F-Q_2\geqslant 0 \tag{1-6}$$

类似于式（1-2），可得止水破坏条件下溢洪道陡槽板块抗浮稳定计算式：

$$K_f=\frac{(P_1+P_3)\cos\theta+P_2}{F+Q_2}=\frac{(P_1+P_3+\gamma_w h)}{F+Q_2}\cos\theta \tag{1-7}$$

特别的，对于消力池水平护坦，$\theta=0°$，式（1-7）简化为

$$K_f=\frac{P_1+P_2+P_3}{F+Q_2} \tag{1-8}$$

比较式（1-2）与式（1-7），溢洪道陡槽段与消力池护坦板块止水破坏工况下的抗浮稳定计算，只需将止水完好条件下的作用于板块顶面上的脉动压力 Q_1，用作用于板块底面上的脉动上举力 F 替代则可。由此可见，《溢洪道设计规范》（SL 253—2018）附录 B 陡槽底板与消力池护坦板块的抗浮稳定计算是建立在板块止水完好条件上的，即板块止水完好是规范 SL 253—2018 计算式成立的必要条件。

二、脉动上举力的计算[4]

板块破损裂缝或板块间分缝止水破坏失效情况下，计算确定作用于板块底面上的脉动上举力，便成了验算这类溢洪道陡槽底板与消力池护坦板块抗浮稳定的关键。下面将推求作用于板块底面的脉动上举力计算式。

脉动压强均方根 σ_p 计算式[4]为

$$\sigma_p=C_p\rho_w\frac{V^2}{2} \tag{1-9}$$

式中：C_p 为点脉动压强系数；ρ_w 为水的密度，kg/m³；V 为设计工况下水流计算断面的平均流速，m/s，对于陡槽水流，可取计算断面的平均流速，对于消力池水流，可取跃首

收缩断面的平均流速。

实验资料表明[5]，溢洪道陡槽底板与消力池护坦板块在水流冲击下的点脉动压强基本符合正态分布，其中偏态系数 C_s 取为 0，峰态系数 C_e 取为 3.0，又虑及面脉动压强的均化效应，则作用于板块底面的脉动压强（N/m^2）可按下式计算：

$$P_{fr}=3\xi\sigma_p \tag{1-10}$$

式中：ξ 为点、面脉动压强转换系数；σ_p 为板块接缝入口处脉动压强的均方根值。

将式（1-9）代入式（1-10），并令 $K_p=\xi C_p$，则得

$$P_{fr}=3\xi C_p\rho_w\frac{V^2}{2}=\frac{3}{2}K_p\rho_w V^2 \tag{1-11}$$

式中：K_p 为面脉动压强系数。

于是作用于溢洪道陡槽底板与消力池护坦板块底面上的脉动上举力计算式为

$$F=P_{fr}A \tag{1-12}$$

式中：A 为脉动压力作用面积，m^2。

三、工程实例计算分析[4]

下面对前述芳陂水库工程实例进行计算分析。由于芳陂水库溢洪道陡槽底板与消力池护坦板块分缝均未设止水，可视作溢洪道分缝止水完全破坏工况。因此，应计算作用于陡槽末段板块底面的脉动上举力，并采用式（1-7）对其进行抗浮稳定分析。

据《水工建筑物荷载设计规范》（SL 744—2016），在脉动压强 P_{fr} 的计算中，取 $K_p=0.025$，经计算得

$P_{fr}=3K_p\frac{\rho_w V^2}{2}=6.10kN/m^2$；$V=12.75m/s$；$F=P_{fr}A=610kN$；$P_1=960kN$；$P_2=392kN$；$P_3=0kN$；$Q_2=809.33kN$；$\theta=14°2'10.48''$。

将以上计算所得陡槽末段底板板块所受诸力代入式（1-7），得其在溢洪道控制堰堰顶过水深 2.1m 时的抗浮稳定安全系数 K_f（规范规定的安全系数为 1.0～1.2）为

$$K_f=\frac{(P_1+P_3)\cos\theta+P_2}{F+Q_2}=0.93<1.0$$

由此可见，当陡槽底板分缝未设止水或止水破坏后，其末段底板板块抗浮稳定安全系数值不满足规范要求，且小于 1.0。即此工况下，陡槽末段底板发生失稳揭底破坏是必然的。

若采用规范 SL 253—2018 附录 B 中公式进行计算，则 $Q_1=61kN$，相应的抗浮稳定安全系数 $K_f=1.51>1.2$，即陡槽末段底板板块抗浮稳定安全系数满足规范要求。这一计算结果，显然与溢洪道陡槽末段底板板块所发生的失稳揭底破坏现象相悖，即规范抗浮稳定计算公式不适用于溢洪道陡槽底板、消力池护坦分缝止水被破坏工况。

综上可知，溢洪道陡槽底板与消力池护坦发生失稳揭底破坏的主要原因是板块间伸缩缝止水、底部排水、贯穿性裂缝与浇筑面处理不良，导致高速水流脉动压力水进入板块底面缝隙层，产生了强大的脉动上举力。因此，溢洪道陡槽、消力池结构设计应验算止水失效工况下的板块抗浮稳定安全性，并采取相应工程防护措施。

该工程实例给出了一座泄流水头约 10m、泄流单宽流量约 $5m^3/s$、流速超过 12m/s 便出现高速水流现象的溢洪道陡槽段工程失事原型，从而为工程界对高速水流特殊水流现

象和伴生水力学问题发生的流速界限值提供了一个极具价值的工程案例。进一步的计算分析指出，溢洪道陡槽底板与消力池护坦板块所受脉动上举力随着作用水头的增大而增大，也随着计算断面平均流速的增大而加大。有必要指出，脉动上举力如重力坝的扬压力一样，是目前关于溢洪道设计中了解得最少的荷载之一。直至今日，脉动上举力、扬压力的分布和控制，仍是人们研究甚至科技攻关的课题之一。

第三节　东谷水库溢洪道水毁原因分析与教训[1]

东谷水库位于江西省安福县，是一座以灌溉和发电为主，兼有防洪及其他效益的大（2）型水库，工程等别为Ⅱ等；水库总库容 1.214 亿 m^3，设计洪水标准 100 年一遇，相应设计洪水位 148.00m，溢洪道泄洪流量 1360m^3/s；校核洪水标准 2000 年一遇，相应校核洪水位 149.19m，溢洪道泄洪流量 1690m^3/s；消能防冲建筑物设计洪水标准 50 年一遇，相应库水位 148.00m，溢洪道下泄流量 1130m^3/s。

东谷水库于 2007 年 6 月动工兴建，2010 年 1 月通过下闸蓄水验收，当月开始蓄水投入运用。溢洪道控制段长 26m（桩号 0－008～0＋018），控制堰为 WES 实用堰，堰顶高程 137.00m，泄流孔口尺寸 2×11.5m×10m（孔数×宽×高），采用弧形钢闸门控制。控制段后接梯形泄槽段（桩号 0＋018～0＋237.83），泄槽底坡 1∶5；泄槽底宽由 26.2m 渐缩至 22m（桩号 0＋018～0＋038），然后经长 130m 的等底宽泄槽（桩号 0＋038～0＋168）和长 30m（桩号 0＋168～0＋198）的渐变泄槽，底宽由 22m 渐扩至 30m，其后为长 39.83m（桩号 0＋198～0＋237.83）、底宽 30m 的泄槽。泄槽边墙坡比均为 1∶0.5，泄槽底板为 C25 混凝土结构，两侧边墙与底板间设有纵缝，底板横缝间距为 15m～22.5m。底板设计混凝土厚度为 0.4m～0.6m（施工实际浇筑混凝土厚度为 0.3m～0.38m），板块面层布设有 ⌀12@250 构造钢筋，设置有入岩 1.6m、间距 4m 的 ⌀22 锚筋；泄槽布设有 2 道掺气槽。泄槽末端接消力池，消力池长 35m、宽 30m、深 5m，护坦顶高程 85.00m；池内设有消力墩，出口设有消力尾槛，消力池护坦为 C25 混凝土结构，护坦板块按 15m×13.5m（长×宽）设置分缝，护坦混凝土厚 1.2m，布设有 ⌀12@250 构造钢筋，设有入岩 3.5m、间距 2m 的 ⌀25 锚筋。

2014 年 5 月 24—25 日，安福县普降大暴雨，东谷水库库区平均降雨量 102.5mm，致使库水位快速上涨，由 5 月 24 日 8 时的 146.82m 上升至 5 月 25 日 3 时的 147.30m，随即闸门开启泄洪，两扇弧形闸门开度均为 0.4m，相应的下泄流量为 90.4m^3/s；5 月 25 日 5 时 25 分，库水位上涨至 147.56m，2 扇弧门开度加大至 0.7m，下泄流量为 159m^3/s。7 时 29 分发现溢洪道泄槽底板原有冒水裂缝、孔洞部位及分缝部位涌水出流，随后，险情迅速扩大，泄槽段全线混凝土底板出现揭底失稳、掀起、冲移破坏，部分边墙坍塌，下部基岩形成冲槽、冲坑下切。是什么原因使重达近 250t 的钢筋混凝土板块在远小于设计标准泄洪流量工况下被水流揭底掀起呢？如不从理论上对溢洪道泄槽混凝土底板破坏形态、破坏主要原因进行探讨分析，则有可能在后续的溢洪道加固处理设计中重蹈覆辙，屡修屡毁。

东谷水库溢洪道失事调查表明，溢洪道泄槽首先在末段板块发生揭底失稳破坏，其破坏过程大体可划分为 3 个子过程：

（1）板块裂缝扩展，分缝止水破坏子过程。板块原有冒水裂缝及伸缩缝止水在高速水流冲击与来流夹砂石杂物磨损碰撞及脉动压力水高频交变作用下，裂缝快速扩展、分缝止水瞬间遭受破坏。

（2）板块与基岩分离子过程。脉动压力水通过贯穿裂缝与被破坏的分缝止水进入板块底面缝隙层并迅速传播，由于板块顶面、底面的脉动压力波传播速度差异显著，板块底面脉动压力波波速往往较顶面压力波波速（m/s）大1～2个数量级，于是板块不断受到剧烈、强大的脉动上举力作用，导致板块和基岩分离，锚筋与所锚固基岩松动失去作用，锚筋甚至被剪断或拉断。

（3）板块揭底失稳冲移子过程。与基岩脱离的板块，在水流脉动上举力作用下，在高速水流作用下起动出穴，并发生掀起、冲移破坏。与此同时，高速水流冲刷掏蚀基岩，形成冲槽、冲坑下切。

一、脉动上举力计算

前面对溢洪道泄槽底板板块发生揭底破坏的原因、机理进行了定性探讨，下面从理论上进行定量计算分析，以查明溢洪道泄槽发生水毁的主要原因。

式（1-2）、式（1-7）分别给出了溢洪道泄槽底板与消力池护坦板块在分缝止水完好条件下与分缝止水被破坏工况下改进的板块抗浮稳定计算式，即

$$K_f=\frac{(P_1+P_3)\cos\theta+P_2}{Q_1+Q_2}\quad\text{（分缝止水完好）}\tag{1-2}$$

$$K_f=\frac{(P_1+P_3)\cos\theta+P_2}{F+Q_2}\quad\text{（存有贯穿性裂缝或分缝止水被破坏）}\tag{1-7}$$

式中：K_f为安全系数，对于设计工况取1.2，校核工况取1.0；P_1为板块自重，按混凝土的容重计算，kN；P_2为板块顶面上的时均压力，kN；P_3为板块锚筋锚固地基的有效重量，kN；Q_1为板块顶面上的脉动压力，kN；Q_2为板块底面上的扬压力，kN；F为板块底面上的脉动上举力，kN；θ为板块底面与水平面的夹角，(°)。

作用于板块底面上的脉动上举力按式（1-12）计算：

$$F=P_{fr}A\tag{1-12}$$

式中：P_{fr}为脉动压强，kN/m^2；A为作用面积，m^2。

脉动压强可按式（1-11）计算：

$$P_{fr}=\frac{3}{2}K_p\rho_w V^2\tag{1-11}$$

式中：K_p为脉动压强系数，可据《水工建筑物荷载设计规范》（SL 744—2016）取用；ρ_w为水的密度，kg/m^3；V为计算工况下计算断面的平均流速，m/s。

二、溢洪道泄槽水毁原因分析

（一）水毁工况的流态计算分析

东谷水库溢洪道泄槽水毁时的库水位为147.56m，控制堰2扇弧形闸门的开度均为0.7m，相应下泄流量为159m^3/s。经计算，该工况下控制堰堰顶流速为$V_0=9.88$m/s；控制堰收缩断面（桩号0+018.00）水深为$h_1=0.34$m，相应流速为$V_1=17.85$m/s；泄槽末端断面（桩号0+237.83）水深为$h_2=0.16$m，相应流速为$V_2=33.13$m/s。

以上水力计算表明，在溢洪道泄洪流量为 159m³/s 的弧形闸门小开度运行工况下，泄槽水流流态属高速水流，此时将出现一系列异于低速水流的特殊现象和伴生问题，如脉动与振动、空化与空蚀、掺气与掺气水流、冲击波与斜向水跃、滚波与非恒定流等，危害溢洪道的正常运用与结构安全。

（二）泄槽水毁主要原因分析

东谷水库溢洪道底板板块间分缝采用橡胶止水带止水。橡胶止水带埋设不规范，纵、横伸缩缝橡胶止水带接合段搭接不严密，水毁前泄槽底板存在裂缝、孔洞冒水现象。泄槽底板在高速水流的冲击与强大脉动压力水流的剧烈变频变幅交变作用下，贯穿性冒水裂缝、孔洞快速扩展，止水橡胶带被撕裂、剪切，以致部分或全部遭受破坏。于是高速脉动压力水流通过裂缝、孔洞、分缝等板块薄弱部位进入板块底面缝隙层，形成作用于板块底面的强大脉动上举力，导致板块与基岩接触面间缝隙层不断扩展和贯通，板块与基岩分离，锚筋与所锚固的基岩松动，从而产生揭底失稳破坏。

有必要指出的是，东谷水库溢洪道泄槽段地基为绿泥石绢云母石英片岩夹铁锰质砂岩，呈强风化～弱风化状，岩体破碎，岩性软弱，抗冲性能差。不良的地基条件，过小的锚筋直径与过浅的锚固入岩深度及过大的锚筋间距，使锚筋的锚固作用甚小。水毁后检查发现，大部分锚筋与地基岩块相分离，有的荡然无存。综上分析可知，导致东谷水库板块揭底失稳破坏的主要荷载是作用于板块底面上的脉动上举力。下面以首先发生揭底失稳破坏的溢洪道泄槽末段板块为例进行抗浮稳定定量计算分析。

泄槽末段板块长 22.5m，宽 14.4m，始端桩号 0＋215.33 的高程为 89.50m，末端桩号 0＋237.83 的高程为 85.00m。经计算，水毁泄流工况下，泄槽末段板块始端过流断面水深为 $h_3=0.165\text{m}$，相应流速 $V_3=32.13\text{m/s}$。据前述计算，板块末端过流断面水深为 $h_2=0.16\text{m}$，相应流速 $V_2=33.13\text{m/s}$。于是，泄槽末段板块的平均流速为

$$\overline{V}=\frac{1}{2}(V_2+V_3)=\frac{1}{2}(33.13+32.12)=32.63(\text{m/s})$$

据《水工建筑物荷载设计规范》（SL 744—2016），取 $K_p=0.025$。将 $\overline{V}$、K_p 代入式（1－11），得作用于泄槽末段板块底面的脉动压强：

$$P_{fr}=\frac{3}{2}K_p\rho_w\overline{V}^2=\frac{3}{2}\times0.025\times1\times32.63^2=39.93(\text{kN/m}^2)$$

将 P_{fr}、板块底面面积 $A=14.4\times22.5(\text{m}^2)$ 代入式（1－12），得泄槽末段板块所受脉动上举力：

$$F=12937\text{kN}$$

末段板块自重：

$$P_1=14.4\times22.5\times0.32\times24=2488.32(\text{kN})$$

鉴于溢洪道泄槽末段板块在水毁工况下的过水深很浅，且锚筋锚固作用甚微，于是板块所受时均压力、扬压力、板块与基岩间的锚固力均可忽略不计。从而显见，泄槽末段板块的结构稳定性受高速水流脉动上举力控制，这一巨大脉动上举力足以彻底摧毁溢洪道泄槽混凝土底板，如水毁现场所表现的状况。

综上，东谷水库溢洪道泄槽水毁的主要原因是不良泄槽地基条件与泄槽板块在高速水