

水力计算

论文集

夏毓常 著

中国水利水电出版社

水力计算论文集

夏毓常 著

中国水利水电出版社

内 容 提 要

本论文集共选论文 26 篇,均曾在《水利学报》、《水利水电技术》、《水利工程管理技术》、《泄水工程与高速水流》、《水利水电工程设计》等刊物及全国性和国际水力学术研讨会上发表。主要内容包括:泄水建筑物的泄流能力,溢流坝坝面流速系数,挑流水舌抛距,挑流岩基冲刷,防止回流淘刷措施,进水口体型,进水口漩涡,闸门动水压力,闸门启闭力,闸门振动,消力墩水力特性,溢流坝反弧段体型,通气减蚀设施通气量,高速水流原型观测综述,水工模型试验中缩尺影响等。

论文紧密联系工程建设实际,水力计算方法简明可靠,并附有计算图表,可供广大水利水电设计、管理、科研人员及高等院校教学工作者参考。

图书在版编目(CIP)数据

水力计算论文集/夏毓常著. —北京:中国水利水电出版社,1996

ISBN 7-80124-327-7

I. 水… II. 夏… III. 水力计算—文集 N. TV131.4-53

中国版本图书馆 CIP 数据核字(96)第 22479 号

书 名	水力计算论文集
作 者	夏毓常 著
出版、发行	中国水利水电出版社 (北京市三里河路 6 号 100044)
经 售	全国各地新华书店
排 版	水利部天津水利水电勘测设计研究院航测遥感院
印 刷	水利部天津水利水电勘测设计研究院制图印刷厂
规 格	787×1092 毫米 16 开本 14 印张 347 千字
版 次	1997 年 10 月第一版 1997 年 10 月天津第一次印刷
印 数	0001—1000 册
定 价	36.00 元

作者简介



夏毓常教授,于1931年7月出生,江苏省建湖县人,汉族,共产党员。1953年7月毕业于华东水利学院(现河海大学)水工结构系。

40余年来,作者曾先后在水利部南京水利科学院(原南京水利实验处),中国水利水电科学研究院,水利电力部第十一工程局勘测设计研究院科研所及水利部、电力工业部天津勘测设计研究院科研所从事水工模型试验及水工水力学研究工作。曾担任天津勘测设计研究院科研所总工程师,现为教授级高级工程师,享受政府特殊津贴。

作者主持过许多大、中型水利水电工程的水工模型试验、原型观测及水工水力学专题研究,解决了不少工程中关键性的复杂技术问题,积累了水工水力学方面丰富的实践经验。在推动科技进步,培养科技人才方面,也付出了辛勤的劳动。

作者在国内重要刊物上发表论文30余篇,多次参加国际水力学会议。其中“通气减蚀通气量计算方法述评”及“通气减蚀设施通气量问题研究”系“通气减蚀设施通气量问题研究总报告”的组成部分,提出按原型观测成果进行类比,由水工模型试验引伸,及按半理论半经验公式计算等3种计算方法,实践检验是正确的,曾获水利部1991年科学技术进步三等奖。“高速水流原型观测成果分析综述”,对已建工程安全运行起到了指导作用,并为设计、科研人员提供了第一手宝贵材料,曾获水利电力部全国水利水电1986年科技情报二等奖。

夏毓常教授几十年如一日,以实事求是的精神,严谨的科学态度,一丝不苟的工作作风,勤奋学习,努力工作,对水利水电建设事业作出了突出贡献。

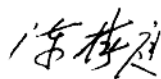
98A82/93

序

在大规模水利水电建设事业的推动下,新中国的水工试验研究工作发展十分迅速。水工缩尺模型能重演或预演实际工程在各种条件下的水流情况,通过修改比较试验,便于对泄水建筑物的体型尺寸以及枢纽布置,获得安全、经济、高效的优选方案,经济效益非常显著。重要的水利水电工程必须进行水工模型试验,已在有关设计规范中作出规定。实践表明:空化、掺气等十分复杂的高速水流现象,在通常的室内缩尺模型试验中不能达成相似,有必要辅以专门的研究。在工地现场进行泄洪原型观测,是检验、推广模型试验成果,以及提高工程设计、运行水平的重要技术途径。

《水力计算论文集》的作者夏毓常教授从事水工试验研究 40 余年,紧密联系实际,解决了不少工程的重要实际问题,经验十分丰富。对泄洪原型观测也很重视,足迹遍观测工程现场。此书汇集了作者有代表性的著述 26 篇,着重以丹江口、三门峡、冯家山、石头河、乌江渡等工地的实测资料为依据,对溢流坝坝面流速系数、反弧段水力特性、进水口漩涡、闸门动水压力系数、掺气减蚀设施通气比、水舌的射程及岩石冲刷系数等专题,提出了有实用意义的水力计算方法和经验公式。不少论文曾在全国性及国际性学术讨论会上提出,列入了会议文集。如 3 篇英文稿,就是 1988~1992 年在我国召开的 3 次国际性学术讨论会上提出的。全书是作者长期辛勤奉献和笔耕成果的记录。

此书内容丰富,密切联系工程实际,涉及的坝工水力学计算方法,都是工程设计、运行中的重要专题,给出的成果有利于设计和科研水平的进一步提高。此书的出版,可供从事水利水电工程建设的广大技术人员及大专院校教学人员参考应用。



1996 年 8 月

前 言

40 余年来,我一直从事水工模型试验、原型观测和水工水力学研究,工作中有不少心得和体会,撰写了若干篇有关水力计算方面的论文。本书汇集了 26 篇有代表性的文章,均曾在有关学术刊物上发表或纳入国内外学术会议论文集中,其中少数论文有同事参与编写和工作。

本书主要内容包括:枢纽布置水力学、溢流坝水力学、底孔水力学、高速水流原型观测成果、通气减蚀设施通气量、闸门水力学、水工模型试验缩尺影响等。多数文章附有原始数据和分析图表。该论文集紧密结合工程建设实际,有的成果已被有关规范、专著采用。鉴于个人水平有限,不当之处,望读者指正。

水利水电科学院原副院长、顾问、教授级高级工程师陈椿庭为该论文集作序,并给予热情指导。同时,也得到水利部、电力工业部天津勘测设计研究院科研院所的大力支持。谨并致以深切谢意。

作 者

1996 年 7 月于天津

目 录

序

前 言

高速水流原型观测成果分析综述·····	1
通气减蚀通气量计算方法述评·····	18
通气减蚀设施通气量问题研究·····	27
石头河水库输水洞通气跌坎通气量原型观测成果分析·····	33
乌江渡、冯家山泄水建筑物通气坎槽通气量原型观测成果分析·····	38
三门峡泄水建筑物泄流能力·····	42
三门峡水利枢纽左岸隧洞出口鼻坎挑流冲刷及岸坡稳定分析·····	50
关于泥沙淤积对闸门启闭力影响的估算方法·····	61
某溢流坝堰顶闸门启门力及胶木滑块摩擦系数现场试验报告·····	65
从丹江口水库溢流坝堰顶闸门实测启门力谈胶木滑块支承问题·····	72
水工模型试验中若干水力特性的缩尺影响·····	76
岩基挑流冲刷原型观测与模型试验对比分析·····	96
关于溢流坝坝面流速系数的计算·····	104
溢流坝鼻坎挑流水舌抛距的计算·····	110
消力库水力特性计算·····	117
防止回流对泄水建筑物危害的措施·····	124
溢流坝反弧段水力特性分析·····	129
龙抬头式泄洪洞空蚀问题探讨·····	136
深孔、底孔及泄洪洞短进口免蚀水力计算·····	152
进口漩涡特性的初步试验·····	159
高水头平面闸门垂直动水压力计算·····	168
平面闸门底缘上托力计算方法·····	179
淹没水跃对闸门振动的浅析·····	188
A Comprehension of the Prototype Observation Results of High Velocity Flow in Hydraulic Structure in China·····	196
An Analysis of Prototype Observation for Air Entrainment of Aeration Devices on High Velocity Hydraulic Structures·····	205
Model—Prototype Comparison for Air Entrainment and Cavity Length of Aeration Devices·····	211

高速水流原型观测成果分析综述^{*}

摘 要 本文从岩石冲刷、堆丘抬高尾水位、空蚀与磨损、通气减蚀、压力与流速、脉动与振动、闸门水力学及水雾等方面,对国内外泄水建筑物高速水流原型观测成果分析进行综合评述,这些观测成果已分别对实际工程的安全运行和管理工作起到了指导作用,具有实际意义。对这些观测成果进一步的综合整理工作,不仅将为解决模型缩尺影响问题提供有用素材,而且对深入研究高速水流学科,具有一定的科学价值。

一、前 言

近年来,泄水建筑物高速水流原型观测工作不断深入开展,积累了不少宝贵的第一手资料。

进行高速水流原型观测,具有重要的实际意义和科学价值。首先,它直接为工程安全运行监测,使工程充分发挥其效益;其次,它可验证水工模型试验成果的可靠性,为解决缩尺影响提供素材;另外,还可对那些在水工模型中不能研究的问题,如掺气、通气、水雾等予以弥补。

国内曾进行过原型观测的溢流坝及溢洪道工程主要有:丰满、新丰江、柘溪、刘家峡、泉水、流溪河、碧口、大伙房、黄坛口、西津、石泉、黄龙滩、龚咀、盐锅峡、蒲圻、八盘峡、狮子滩等。

观测过的坝内式厂房溢流坝工程主要有:凤滩、上犹江等。

观测过的厂房顶溢流工程主要有:乌江渡、新安江、修文、龙潭等。

观测过的泄洪洞、泄水孔、高压闸门工程主要有:刘家峡、丹江口、三门峡、石门、欧阳海、梅山、佛子岭、磨子潭、响洪甸、官厅、上犹江、云峰、碧口、二龙山、皎口、柘林、冯家山、石头河等。

高速水流原型观测内容十分丰富,包括空蚀、泥沙磨损、掺气、掺气减蚀、动水荷载、脉动压力、流速分布、脉动流速、边界层、冲击波、混凝土施工不平整度、射流扩散、水舌轨迹、流速系数、局部冲刷、堆丘壅水、下游波浪、尾水波动、雾化、隧洞明满流转变、进水口漩涡、闸门底缘压力及门井水位、闸门启闭力、通气量、坝体及闸门振动、鼻坎起挑流量、小流量打击厂房顶等。其中,以空蚀及下游局部冲刷的原型观测资料较丰富。

二、岩石冲刷

泄水建筑物采用挑流消能形式甚为普遍,而挑流水舌甚易造成岩石冲刷。鉴于岩石特性

^{*} 原载《水利工程技术》,1989年第2、3、6期。

主要内容载于《水利水电工程勘测设计专业综述》,Ⅱ,水工,电子科技大学出版社,1993.7,并纳入《泄水工程高速水流进展》专著,该书曾获水利电力部全国水利水电1986年科技情报二等奖。

千变万化,构造十分复杂,到目前为止,还不能由水工模型试验得到冲刷深度定量值,需要结合对现有工程岩石冲刷原型观测资料的分析,获得较为可靠的冲刷深度。

(一)岩基局部冲刷深度

目前,国内普遍采用下式估算岩石局部冲刷深度:

$$T = kq^{0.5} \Delta H^{0.25} \quad (1)$$

式中 T —— 从下游水面算起的冲刷深度;

q —— 鼻坎处单宽流量;

ΔH —— 鼻坎处流速水头,或上下游落差;

k —— 冲刷能力综合系数。

对于岩石冲刷的研究,实际上可认为是对冲刷能力综合系数 k 值的研究。 k 值主要反映冲刷坑区域内不同的地质条件。从大量的岩石冲刷原型观测资料,探讨 k 值随地质条件而异的规律是很有实用价值的。

1. 岩石构造的完整性对冲刷的影响

岩石构造的完整性好,坚硬,则其抗冲能力较强。反之,若岩石的完整性差,裂隙发育,夹有断层破碎带、风化层及软弱夹层等,则其抗冲能力较弱。

(1)上犹江水电站。溢流坝段设 5 个 $12\text{m} \times 7\text{m}$ 孔口,采用连续式鼻坎挑流消能。冲刷坑所在区域内的地质条件为石英岩、砾岩、板岩变质岩,岩体构造比较完整,无断层破碎带通过。

1976 年 6 月,水库水位强迫蓄到 199.5m(超过千年一遇蓄水位 199.1m),最大单宽流量为 $58\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$ (相当于百年一遇洪水泄量),运用以来,实测最大冲刷深度仅 4.8m,目前,冲刷坑已基本稳定。

(2)双牌电站。溢流坝采用连续式鼻坎挑流消能,大坝下游河床由紫红色砂岩和板岩层组成,冲刷坑范围内有 F_{73} 、 F_{74} 及 F_{102} 三条断层破碎带通过。其中 F_{73} 及 F_{74} 横向切割河床, F_{73} 倾向上游,倾角 $70^\circ \sim 81^\circ$,断层破碎带为角砾岩,胶结良好; F_{74} 倾向下游,倾角 $80^\circ \sim 84^\circ$,断层破碎带胶结不良。

1961 年开始蓄水运用,到 1971 年为止,经多次洪水冲刷,坝下发生较严重的局部冲刷。1971 年 11 月,实测自河床面算起的最大冲刷坑深度已达 20.1m,冲刷坑沿着 F_{74} 向两侧扩展,说明冲刷坑与岩体构造密切相关。

(3)水府庙电站。溢流坝采用连续式鼻坎挑流消能,大坝下游河床由灰绿色带状板岩组成,节理发育,河床被多条断层破碎带切割,破碎带的宽度一般为 1.0m,胶结不紧密。

1961 年开始泄洪,至 1970 年 11 月,经多次洪水冲刷,坝下发生较严重的局部冲刷,冲刷坑自河床面算起最大深度已达 18.72m,冲刷坑最深点正好是 F_1 和 F_{34} 两条大断层的交汇处,这也同样说明岩石构造对冲刷的影响是十分明显的。

2. 岩石断层破碎带充填物性质对冲刷的影响

丹江口大坝 8~13 号坝段内设置 12 个泄洪深孔,采用连续式鼻坎挑流消能。深孔段下游河床由变质辉长辉绿岩及变质闪长岩组成,岩石新鲜、坚硬、强度高,但冲刷坑区域内有多条断层破碎带交错斜穿。

自 1967 年开始蓄水运用,经多年洪水冲刷,下游河床基岩发生较严重局部冲刷。1974

年4月抽水检查,实测冲刷地形如图1所示。

从图1看出,各孔下游局部冲刷深度相差悬殊。如7号孔下游局部冲刷深度为2.5m,其相邻的8号孔下游局部冲刷深度竟达24.0m,系因各孔下游断层破碎带充填物不同所致。

1~3号孔下游正对 F'_{100} 断层破碎带,其充填物以糜棱岩及角砾岩为主,属于块状破碎带,故对应的冲刷坑范围较小,冲刷深度为11~17m。

4~7号孔下游虽也正对 F'_{204} 及 F'_{77} 两条断层破碎带,但该处充填物以糜棱岩为主,胶结紧密,质地较坚硬,与其周围岩石相比,强度要低些,所以仅沿着 F'_{204} 及 F'_{77} 各冲出一道沟槽,深度较浅,为1.4~6.5m,而 F'_{204} 及 F'_{77} 周围岩石部分冲刷甚微。

8~12号孔下游正对 F'_{16} 及 F'_{16-1} 断层破碎带, F'_{16} 除充填有软弱的糜棱岩外,还有粘土构造岩和山软木——海泡石(原称叶腊石),抗压强度甚低,遇水较易崩解,其抗冲能力极差,所以冲刷深度达19.7m~24.0m。

3. 岩石产状对冲刷的影响

三门峡隧洞出口鼻坎挑流冲刷。

三门峡隧洞出口冲刷坑区域内岩石为砂质页岩、砂岩夹炭质页岩及薄煤层,产状为北东 80° ,倾向西北,倾角 12° ,地层倾向上游。

1、2号隧洞分别于1967年及1968年投入运用,各洞每年至少运用80天以上。1970~1984年进行过多次冲刷地形测量,最大深度为20m(从水面算起),冲刷坑上游边坡较陡,为1:1~1:2,起坡点距鼻坎约20~30m,冲刷坑下游边坡较缓,约为1:5,折合角度为 11.3° ,恰好与岩层倾角 12° 是一致的,说明岩块冲刷过程是沿着倾面逐层剥蚀的。

综上所述,岩石冲刷与基岩构造、断层破碎带充填物性质、产状等密切相关。根据国内已建工程岩基挑流冲刷原型观测资料及相应的泄洪水力要素(水头、单宽流量),按式(1)反推算冲刷能力综合系数 k 其变化范围在0.71~1.90之间。

按现有的岩石冲刷原型观测成果, k 值按地质条件可分为三类:

(1)坚硬岩石,完整性好,裂隙节理不发育,如丰满、上犹江、石门拱坝及恒仁中孔等。由实测冲刷坑及水力要素反算 k 值在0.71~1.1之间,平均值可取 $k=0.90$ 。

(2)中等坚硬岩石,完整性一般,裂隙宽度较小,且延伸不长,微弱风化,如柘溪、修文等。由实测冲刷坑及水力要素反算 k 值在1.3~1.5之间,平均值可取 $k=1.4$ 。

(3)强度较低,完整性差,夹有断层破碎带,裂隙发育,含有软弱夹层及风化等岩石,如双

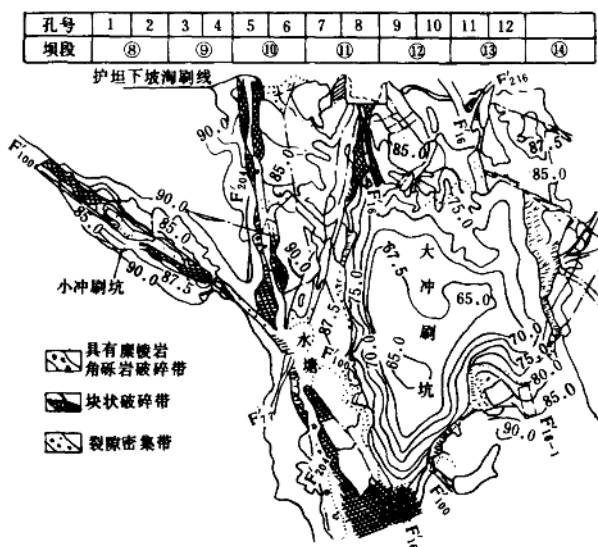


图1 丹江口泄洪深孔下游河床局部冲刷

牌、水府庙等。由实测冲刷坑及水力要素反算出 k 为 1.7~1.9, 平均值可取 $k=1.8$ 。

(二)挑流水舌抛距

国内许多工程,都进行了挑流水舌抛距测量,通常采用经纬仪交会法可测得水舌外缘抛距,由此可间接算得全流程流速系数 φ_1 。从大量资料中,可得到关于 φ_1 的经验公式。

目前,可用如下两种方法计算水舌抛距。

1. 包括坝面流速系数(φ_0)的水舌抛距计算公式

$$L_1 = \varphi_0^2 Z_0 \sin^2 \theta \left(1 + \sqrt{1 + \frac{Z_1 - Z_0}{\varphi_0^2 Z_0 \sin^2 \theta}} \right) \quad (2)$$

$$\varphi_0^2 = 1 - 0.014 \frac{S^{0.767} Z_0^{0.5}}{q} \quad (3)$$

$$\theta/\alpha = 1 - 0.18 \times 3.9^{h/R} \quad (4)$$

式中 L_1 ——挑流水舌外缘抛距(鼻坎至下游水面);

φ_0 ——坝面流速系数;

θ ——挑流水舌出射角;

α ——鼻坎挑角;

h/R ——鼻坎处水深与反弧半径的比值;

Z_1, Z_0 ——分别为库水位至鼻坎顶及下游水面之差;

S ——自溢流坝顶算起的坝面沿程长度;

q ——鼻坎处单宽流量。

2. 包括全流程流速系数 φ_1 的水舌抛距公式

$$L_1 = \varphi_1 \cos \theta \sqrt{Z_0 (Z_1 - Z_0 + L_1 \tan \theta)} \quad (5)$$

$$\varphi_1 = 1 - \frac{0.007}{(q^{2/3}/S)^{1.15}} \quad (6)$$

式中 L_1 ——鼻坎挑流水舌外缘抛距;

θ ——水舌挑射角,采用鼻坎挑角。

根据 8 个工程溢流坝鼻坎水舌抛距实测值,及用上述两种方法的计算值比较,两种方法的计算结果与实测值接近。

三、电站下游淤积、堆丘壅水对发电的影响

一些河床式电站,通过多年运用,发现电站下游普遍发生淤积,形成堆丘而抬高尾水位,严重影响发电、航运、漂木。

1. 凤滩水电站

凤滩水电站共 4 台机组,1979 年全部安装完毕,总装机容量为 40 万 kW。溢流坝泄洪,鼻坎挑流消能。1978~1982 年,经过 4 个洪水期泄洪,其中,1980 年度最大泄量为 12500 m³/s,库水位为 203.5m,相当于 15 年一遇洪水,坝下形成冲刷坑,根据实测资料分析,总冲刷砂石量达 11.1 万 m³。来自冲刷坑的大量砂石在电站下游河床处落淤,形成堆丘。当两台机组发电时,堆丘露出水面的面积约 6 万 m²,体积约 18 万 m³,最大石块达数 t,加上施工期开挖堆碴束缩河道,造成下游尾水位抬高。1978~1982 年,电厂下游实测尾水位与流量关系曲

线,与设计水位比较,如图2所示。

由图2可见,在泄量小于 $2000\text{m}^3/\text{s}$ 的情况下,1978年的实测电站尾水位比设计水位高 $3\sim 5\text{m}$,1980年、1982年分别高 $1\sim 4\text{m}$ 。由于尾水位抬高,每年发电量平均约损失 4% ,拟采取清除措施。

2. 龚咀水电站

龚咀电站投入运行后,溢流坝坝下逐步形成局部冲刷坑,冲坑的材料堆积于坑后,并形成沙洲,使河床抬高,河道缩窄,造成电站下游尾水位抬高。据分析,当总流量为 $600\sim 5500\text{m}^3/\text{s}$ 时,尾水位逐年抬高,比原河道水位抬高 $1.64\sim 2.43\text{m}$ 。经过1979年泄洪 $5500\text{m}^3/\text{s}$ 后,目前,电站尾水位已趋于稳定。

尾水位的抬高,不但造成电能损失,降低了厂房的防洪标准,还对溢流坝下游面流衔接有一定影响。为了便于漂木,该溢流坝采用面流消能衔接,原设计在总流量为 $1700\sim 9000\text{m}^3/\text{s}$ 范围内可形成面流,由于堆丘造成尾水位抬高,形成面流衔接的流量减少到 $750\sim 6200\text{m}^3/\text{s}$,超出这一流量范围,流态改变,影响了漂木。

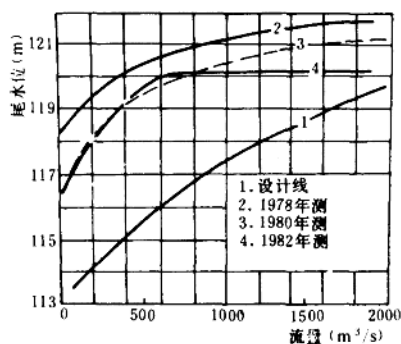


图2 风滩水电站下游堆丘对尾水位影响

四、泄水建筑物的空蚀与磨损

(一) 刘家峡右岸泄洪洞

由原导流洞改建为“龙抬头”式泄洪洞,兼作泄洪、放空及排沙用,设计流量为 $2140\text{m}^3/\text{s}$,反弧段最大流速为 $40\sim 45\text{m}/\text{s}$ 。

该洞先后发生过3次破坏,第1次在1968年10月导流运行期间,最大泄量为 $3320\text{m}^3/\text{s}$,反弧段左侧底板冲成一道沟,宽 $0.5\sim 1.0\text{m}$,深 $0.4\sim 1.0\text{m}$,长 450m 。第2次在1969年3月,导流洞已封堵,泄洪洞斜坡段刚开挖完成,被迫运行 172h ,泄量为 $980\sim 1000\text{m}^3/\text{s}$,斜井段下游底板被冲坏,宽 10m ,深 $6\sim 8\text{m}$,长约 40m 。第3次在1972年5月,泄洪洞正式投入运用,流量为 $560\sim 587\text{m}^3/\text{s}$,运行 315h ,反弧段下游底板被破坏,最深 4.8m ,长约 211m 。

通过减压水工模型试验,查明其破坏原因,主要是由于施工不平整度引起空蚀。当时发生破坏的水力要素是:反弧段末端水深为 1.2m ,流速为 $38.5\text{m}/\text{s}$,泄流空穴数为 0.125 ,低于该处不平整度的初生空穴数。随着空蚀坑的形成和发展,使得新老混凝土结合不良的部位暴露 in 高速水流冲击下,使新衬砌的混凝土护层大片地被水流掀走,大部分插筋被拔出或剪断。

1974年进行复建,反弧半径采用 100m ,施工中严格控制混凝土表面的不平整度,到1982年止,共泄洪 107h ,泄水 $4.417\text{亿}\text{m}^3$,其中,1977年曾泄洪 $1680\text{m}^3/\text{s}$,历时 8.8h ,运用情况基本良好。

(二) 蒲圻陆水水利枢纽溢流坝

溢流坝设5孔,最大泄量 $6440\text{m}^3/\text{s}$,单宽流量 $137.02\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$,采用底流式水跃消能,两级消力池,两级消力池之间用 $1:6$ 的斜坡连接;溢流坝反弧段设10个趾墩,墩宽

2.9m,高3.6m;1:6斜坡上也设有10个消力墩,墩宽3.0m,高2.5m。

1967年泄洪,上游水位51.5m,下游水位35.8m,4孔闸孔全开,最大泄量为 $2570\text{m}^3/\text{s}$,单宽流量为 $70.7\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ 。经潜水检查,发现趾墩及消力墩均无破坏,而在每个墩体后3m范围内的底板,上出现一对对称空蚀深坑,深度约0.23~1.32m,面积约 $4\sim 7\text{m}^2$,有的钢筋已被折断。

由减压水工模型试验,可看到趾墩后形成左右两个对称的立轴旋涡,旋涡中心处瞬时压力低于蒸气压力,出现密集的空穴云。这是导致空蚀的原因。

闸先后进行过两次修改,第1次修改,是在趾墩之间回填混凝土,形成差动式趾坎。第2次修改,是将差动趾坎的圆弧形低坎改为平直形低坎。

1973~1979年多次泄洪,总历时约400h,1973年、1975年的泄洪流量分别为 $1900\text{m}^3/\text{s}$ 及 $1800\text{m}^3/\text{s}$,库水位均超过正常高水位,5孔齐步均匀开启。后经潜水检查,未发现空蚀及磨损破坏。

(三)二龙山水库底孔

二龙山水库为丹江第1级水库,泄水底孔为 $2\text{m}\times 2.8\text{m}$ 短进水口式明流底孔,设检修门及平板工作门各1道,门槽均为矩形,宽深比分别为1.56及1.79。

1974~1976年运行期间,最大水头为43m,其中,闸门全开运行357h,半开约160h,20%~40%开度运行约250h。1976年检查,发现闸门槽附近空蚀破坏相当严重,如图3所示。

图3中,阴影部分表示空蚀发生位置。图中编号1处,工作门门槽下游孔顶空蚀破坏面积占整个孔顶面积的75%;编号2处,工作门门槽下游两侧墙的空蚀破坏面积占整个侧墙面积的35%,深度5~24cm;编号3处,检修门门楣上的空蚀面积为 1.8m^2 ,最大蚀深24cm;编号4处,检修门门槽底板上有一对空蚀坑,呈倒八字形分布,深10cm,钢筋已裸露;编号5处,检修门门槽下游靠近底部的侧墙有 0.1m^2 的空蚀坑,深约7cm。

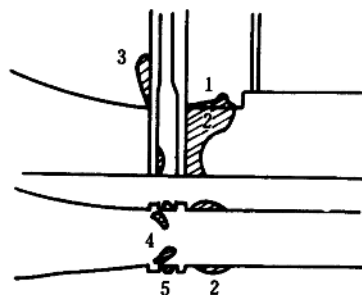


图3 二龙山底孔门槽空蚀示意图

经过减压水工模型试验论证,该门槽初生空穴数为0.48,大于实际运行工况下的水流空穴数0.39,因此,工

作门槽下游棱角处及顶部势必发生空蚀。此外,实际运用时,常使用检修门小开度泄水,门槽内造成强烈立轴旋涡,形成游涡型空穴,导致门槽底板上呈倒八字形空蚀坑。在某些局部开度情况下,门面上的止水装置已不起作用,在门楣与止水之间形成水流通路,造成缝隙型空穴,导致门楣空蚀破坏。

通过试验,提出以下修改措施:①在工作门槽后顶部加设1:5的斜坡压板,可提高闸门段压力;②在靠工作门后,增设直径为25cm的通气孔;③在工作门门槽上游两侧边墙上增设折流坎,长15cm,宽7.5cm,沿水深方向的高度为5m,造成掺气减蚀;④改善闸门底缘型式,将原来刀口设在上游面,改为设在下流面,底缘倾角为 45° 。

前3项措施于1982年实现,1982年9~10月泄洪运用,运行水头为40~42m,全开运行102h,30%开度运行37h,20%开度运行71h,10%开度运行72h,检查发现,在工作门槽下

游 30cm 处,距底板以上 50~80cm 部位仍有空蚀坑,宽 10cm,高 40cm,最深约 8cm;工作门门槽下游右侧底板上,空蚀坑面积为 $7\text{cm} \times 30\text{cm}$,最大深度为 4cm。

关于闸门底缘形式的改善,因牵涉到闸门下拖力问题,一时不能实现。在此前提下,建议闸门开度不小于 50%,可减免空蚀。

(四)三门峡水利枢纽

三门峡水库原设计为高坝大库,鉴于黄河含沙量甚大,水库泥沙淤积十分严重,后改为径流发电,汛期敞泄。自改建以来,各泄水建筑物多年在流速较高、含沙量大的情况下运用,根据 1970~1981 年的运行资料统计,年平均流量为 $1132\text{m}^3/\text{s}$,平均含沙量为 $61.61\text{kg}/\text{m}^3$,最大含沙量为 $911\text{kg}/\text{m}^3$,平均粒径为 0.045mm 。诸泄水建筑物均遭到不同程度的泥沙磨损,其中,以底孔最为严重,深孔次之,隧洞较轻。现将底孔磨损及空蚀破坏情况介绍如下。

底孔汛期运行流速为 $14\sim 18\text{m}/\text{s}$,非汛期运行流速为 $18\sim 20\text{m}/\text{s}$,1~8 号底孔运用历时在 $14062\sim 22421\text{h}$ 之间。其中,以 2 号底孔混凝土底板磨损最为严重,粗骨料及部分钢筋裸露,有的钢筋已被磨扁和冲弯,最大磨损深度为 20cm;边壁近底 3m 范围内,骨料裸露,最大磨损深度约 5cm。

底孔进口事故检修门门槽下游壁的不锈钢导轨高度为 30mm,距底部 2~4m 范围内,受泥沙磨损破坏面积为原导轨的 $1/3\sim 1/2$,距底部 4~9m 范围内,导轨破坏面积占 $1/2\sim 3/4$,磨损最严重处致使导轨间断。

底孔进口段顶部和侧墙交界角隅处,发生空蚀破坏,以 5 号底孔最显著,空蚀坑深约 60cm。

目前,正补充进行水工模型试验,对改善门槽体型、导轨布置及底孔出口压缩等项措施进行深入研究。

五、通气减蚀设施中的掺气浓度、通气量及其效果

为防止泄水建筑物高速水流引起的空蚀破坏,设置通气减蚀设施是最经济、可靠、有效并简而易行的措施。冯家山、乌江渡、石头河、柘林等工程均进行过通气减蚀的原型观测,取得不少宝贵资料。

(一)掺气浓度

乌江渡水电站坝高 165m,是国内目前较多采用通气减蚀设施中最高的坝,在左、右岸泄洪洞,左、右滑雪道及中四孔等 8 处采用了通气减蚀设施,其体型及尺寸如图 4 所示。

1982 年及 1983 年泄洪,库水位均超过设计水位,8 个泄水建筑物泄洪累计时间共 4422h,最大泄洪单宽流量为 $236.11\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$,反弧段最大水头为 101.8m。汛后检查,通气减蚀效果良好。现重点分析滑雪道掺气浓度实测资料如下。

左、右滑雪道对称布置在溢流坝两端。最大水头约 101m,最大单宽流量为 $201\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$,最大流速为 $42\text{m}/\text{s}$,中控室和安装间分别布置在左、右滑雪道反弧段底板下,是我国目前厂房顶溢流式流速最高、单宽流量最大的溢流厂房。为防止厂房顶免受空蚀破坏,沿滑雪道布置两道通气槽,在溢流面 1:7 斜坡段末端布置第 1 道,挑坎高 0.61m,坡度为 1:11.8,两侧边墙各设直径为 1.2m 的通气孔;第 2 道设在反弧段中部,挑坎高 0.85m,坡度为 1:5,两侧边墙内各设直径为 1.2m 的通气孔。

沿滑雪道布置 4 个掺气浓度测头, C_1 、 C_2 、 C_3 、 C_4 测点分别设在上、下两通气槽之间、靠近下通气槽的上端、反弧段最低点断面及鼻坎处。两次原型观测的库水位分别为 750m 及 760m 左右。右滑雪道掺气浓度观测值如表 1 所示。

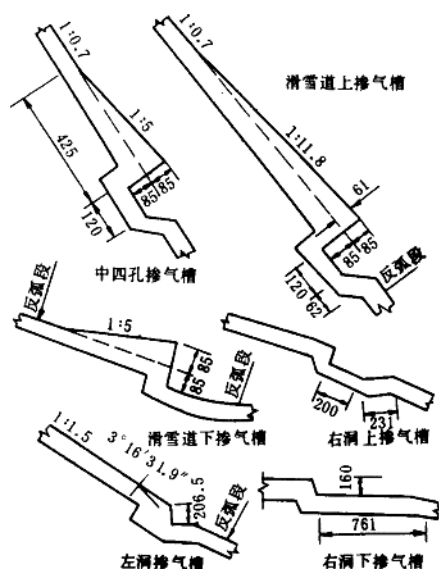
由表 1 可见:

(1) 掺气浓度沿程减小。 C_2 点掺气浓度小于 C_1 点, 在闸门全开情况下, 相应于库水位 760.05m 的掺气浓度分别为 3.3% 及 1.7%。由于设置了第 2 道通气槽, C_3 点掺气浓度复又上升到 6%, C_4 掺气浓度又降至 3.9%。

(2) 在库水位相同条件下, 掺气浓度随单宽流量(或闸门的开度)加大而减小。如库水位为 760.05m 时, 闸门开度由 4m 到全开, 各测点掺气浓度均随之减小。

(3) 第 1 道掺气槽下游测点 C_1 及 C_2 的掺气浓度均小于第 2 道掺气槽下游的 C_3 及 C_4 , 除因上通气槽处的佛氏数小于下通气槽外, 还由于上通气槽的挑坎高度及倾角小于下通气槽的坎高及倾角, 致使通气孔进气量减小, 相应的掺气浓度也较小。

(4) 掺气仪直接读数与磁带记录值多数比较接近, 个别相差较大。主要原因在于两者取样时间不同, 磁带记录采样时间为 60 秒, 而仪器读数时间为 15 秒。



在通气孔内布置风速测点,应尽量均匀对称,且不宜距进口太近,以免受进口局部侧收缩的影响。

2. 成果分析

由原型观测测出的通气孔风速,经加权算术平均得平均风速,乘以通气孔面积,即得通气量(Q_w),它与流量(Q_w)之比,称为通气比(β)。笔者收集到乌江渡、冯家山、石头河及巴西福兹杜阿里、苏联努力克等 5 项工程 10 处通气减蚀设施通气孔通气量的原型观测资料,点绘出通气比(β)与单宽流量(q_w)的关系,如图 5 所示。

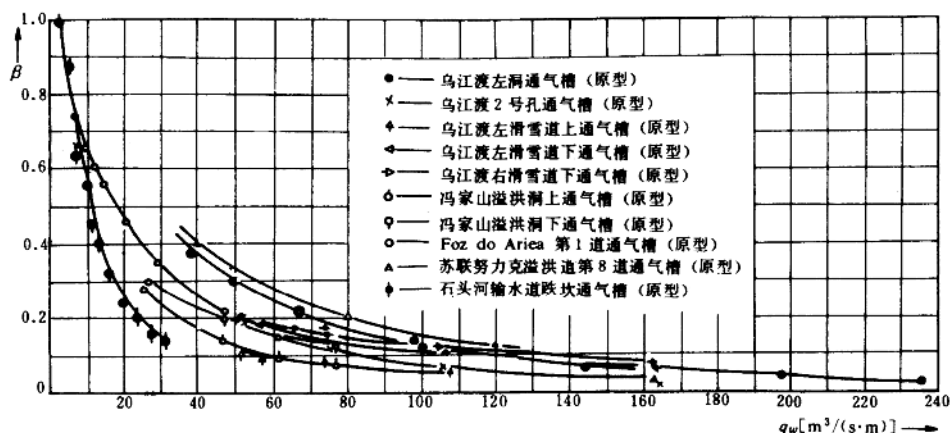


图 5 通气比与单宽流量关系

由图 5 可见,通气比(β)与单宽流量(q_w)呈反比函数关系,其变化趋势是一致的,但由于各工程通气减蚀设施布置、体型、尺寸及运用水头各不相同,故形成 $\beta \sim q_w$ 曲线簇,不同 q_w ,各曲线之间相差不等。尽管如此,由于它来自实践,与用模型试验值引伸方法比较起来,要可靠得多。

从图 5 中还可可见,当 q_w 值较大时, β 值可能很小,值得注意。

(三) 通气减蚀效果

1. 乌江渡水电站

乌江渡水电站每个泄水建筑物几乎都设置了通气槽,1982 年和 1983 年泄洪运用以来,通气减蚀效果见表 2。

由表 2 看出,流速、掺气浓度及不平整度高度均是影响边界上是否发生空蚀的重要因素。初步分析认为:①流速为 33~37m/s,当掺气浓度不低于 3%时,不平整度高度可限制在 3mm 以内;②流速为 37~40.8m/s,当掺气浓度不低于 6.4%时,不平整度高度可限制在 25mm 以内。

2. 柘林水电站

泄洪洞出口采用底流消能工。渥奇式陡坡段末端设有 6 个矩形趾墩。消力池分两级,一级池长 58.825m,池中设两排消力墩,池末设高度为 9.5m 的二道坝;二级消力池首端设 5 个趾墩,池中设一排消力墩。

1972~1975 年,运用库水位为 53.76~60.35m,一级消力池趾墩后护坦上及消力墩背

水面均遭不同程度的空蚀破坏。两处空蚀坑的长、宽、深分别为 $140\text{cm} \times 80\text{cm} \times 70\text{cm} \sim 280\text{cm} \times 80\text{cm} \times 35\text{cm}$ 及 $200\text{cm} \times 50\text{cm} \times 20\text{cm}$ 。

表 2 乌江渡泄水建筑物通气减蚀效果

项 目	流 速 (m/s)	实测最小 掺气浓度 (%)	不平整度 高 度 (mm)	空蚀破坏情况
右岸泄洪洞	33.0	0.1	3~5	运行数千小时,无空蚀
右滑雪道	37.4	1.7	3	无空蚀
左滑雪道	37.4	3.0	3	位于上通气坎下 44m 处,无空蚀
左滑雪道	40.8	6.4	人工突体 25~60	反弧段几个人工突体后无空蚀
2 号溢流孔	37.0	4.6	人工突体 36	鼻坎末端两个人工突体后有空蚀麻面
左岸泄洪洞	38.4	1.5	空穴仪后 26	有 15mm 空蚀坑
左岸泄洪洞	40.2	0.7~1.5	人工突体 21	鼻坎末端反弧段最低点断面处出现空蚀麻面

通过水工模型试验,1977 年提出,在湿奇段陡坡上设置消能掺气墩,它由墩体、水平掺气坎和竖直掺气坎组成。1979 年施工建成。

1983 年泄洪,在库水位超过正常库水位 65.0m 情况下运行 46h,库水位为 64.0m 时运行 130h,库水位超过 63.09m 时运行 171.5h。经检查,一级消力池运用情况良好。

1984 年进行了高速水流原型观测,掺气浓度测头置于一级消力池趾墩后原发生空蚀区的护坦上。在库水位为 62.0m、闸门开启 3m 时,测得掺气浓度为 2.3%~4.1%;当闸门全开(8m)时,测得掺气浓度为 3.3%~4.7%。停水后检查,趾墩后未见空蚀,证明掺气减蚀效果良好。

六、压力与流速

(一)测量仪器与测量方法

时均压力测量仪器,一种是渗压计,安装时使承压面与溢流面平齐;另一种是用测压管电测取值。

流速测量仪器,表面流速采用浮标法,底部流速采用自制毕托管型的总压力式流速仪,高度为 50cm 左右,有 7 点及 3 点两种。

(二)时均压力原型观测若干成果

1. 反弧段最低点断面的底部压力

乌江渡左洞、左滑雪道、2 号溢流孔反弧段,均进行过时均压力原型观测,整个反弧段压力均受离心力影响,其中,以反弧段最低点断面尤为显著,因此,分析该断面压力值,更具有实用价值。综合分析上述诸泄水建筑物反弧段最低点断面压力原型观测资料,可拟合为如下的经验公式:

$$P_b/\gamma = h + (H-h)[1 - (1+4h/R)^{-1/2}] \quad (7)$$

式中 P_b/γ ——反弧段最低点断面底部压力水柱, m;

H ——反弧段最低点处有效水头, m;