

闸坝工程水力学与设计管理

毛昶熙 周名德 柴恭纯



闸坝工程水力学与设计管理

毛昶熙 周名德 柴恭纯

水利电力出版社

(京)新登字 115 号

内 容 提 要

本书为作者从事闸坝工程水力学试验研究工作的总结,并适当吸取了国内外有关的先进技术经验。全书包括闸坝工程总论、消能扩散、局部冲刷、泄流能力、地基渗流和绕渗、高速水流空蚀与掺气、闸门振动、运行管理、原型观测、模型试验等十章。对闸坝工程的设计、管理提供了水力计算方法和运行管理方式,以及防止水力破坏的措施。本书可供闸坝及其类同建筑物的设计、管理、科研工作者应用,也可供大专院校水力学教学参考。

2166/08

闸坝工程水力学与设计管理

毛昶熙 周名德 柴恭纯

*

水利电力出版社出版、发行

(北京三里河路6号)

各地新华书店经售

北京京建照排厂照排

北京市朝阳区小红门印刷厂印刷

*

787×1092毫米 16开本 17.5印张 405千字

1995年2月第一版 1995年2月北京第一次印刷

印数 0001—2520册 /

ISBN 7-120-02067-6/TV·780

定价 27.50元

序

闸坝工程在我国已有 2000 多年的发展历史,它是兴水利除水害必不可少的水工建筑物,这些工程的安全设计和运行管理又都离不开水力学计算,特别是近年来我国兴建闸坝工程规模日趋高大,泄流的消能防冲等问题就更加突出,发展工程水力学似不容缓。我司最早于 1956 年曾主编了《水工建筑物下游消能问题》一书,倡导开展有关工程安全的水力学试验研究;80 年代又在水电部首批科研基金项目中推荐开展了“闸坝下游消能冲刷综合研究”专题研究,并已由毛昶熙同志主编《闸坝工程水力学与设计管理》讲义,办班讲授多次,并推广交流研究成果。现在讲义经过加工整理充实和提炼得以出版问世,相信此书将对倡导工程水力学研究和鼓励出版交流起到积极作用。

就要出版问世的该书内容有总论、消能扩散、局部冲刷、泄流能力、地基渗流和绕渗、高速水流空蚀与掺气、闸门振动、运行管理、原型观测、模型试验基础等十章。该书的编写密切结合工程,扼要实用,是作者毛昶熙等同志从事水工试验研究数十年的成果总结,并适当吸取了国内外有关的先进技术经验。该书的出版相信会对闸坝工程的设计、管理提供良好的水力计算方法和运行管理方式以及防止水力破坏的措施。同时也将是大专院校从事有关水力学教学工作和从事水工试验科研工作者的有益参考文献。

水利部科教司

1994 年 10 月

自序

随着水工建筑的日益增多和规模的不断扩大,地表水泄流冲刷和地下水渗流冲蚀引起工程破坏的问题就更为突出,因而必须研究水流与工程边界面之间的相互作用机理和控制水流防止工程遭到水力破坏的措施,这就形成了“工程水力学”这门实用学科。因此,1986年水利电力部首批科研基金项目批准了“闸坝下游消能冲刷综合研究”专题,并于1987年由我们编写了《闸坝工程水力学与运行管理》讲义,在丹江口水利电力部培训中心连年举办学习研究班加以推广。随后应一些省的水利学会邀请先后到山东、河南、安徽、内蒙古、江苏等地作短期讲授或办班培训推广研究成果。同时继续对讲义修改加工,定名为《闸坝工程水力学与设计管理》,决定正式出版。

本书主要介绍工程水力学在闸坝设计和运行管理中的应用,内容共分十章,第一、三、五章为毛昶熙写,第四、七、八、九章为周名德写,第六章为柴恭纯写,第二章为毛昶熙、周名德合写,第十章为毛昶熙、毛佩郁合写,全书由我主编并统稿。本书即将与读者见面,届时尚望指正。

本书脱稿后,受到了原水利电力部科教司、水管司的推荐和资助,得以顺利出版;书稿还承蒙陈椿庭教授、王世夏教授等提出了不少宝贵意见,在此一并深表谢意。

在全书统稿之际,贤妻任怀素老师不幸突然永别,她对我的写作和研究勤劳相助,耗尽了毕生的心血,于此含泪永怀不忘!谨以此书出版怀念。

毛昶熙

1992年10月于南京

目 录

序

自序

第一章 总论	1
第一节 闸坝工程发展的历史回顾	1
第二节 闸坝工程分类及其泄流特点	2
第三节 闸坝工程的水力破坏及其实例	3
第四节 闸坝工程水力学问题	7
参考文献	12
第二章 闸坝下游消能扩散	14
第一节 消能扩散措施及其类型	14
第二节 控制建筑物上下游的水面和水深变化	16
第三节 有升降台阶和消力池的二元水跃	22
第四节 三元扩散水跃	29
第五节 消能率与其它消能指标	35
第六节 消力池布局与辅助消能工	40
第七节 消力池底板厚度	45
第八节 消力池的翼墙扩张型式	49
第九节 面流消能及其水力计算	53
第十节 挑流及自由跌流消能	58
参考文献	62
第三章 闸坝泄流局部冲刷	63
第一节 冲刷坑的形成及其水流分析	63
第二节 基本冲刷公式推导与试验资料验证	70
第三节 局部冲刷公式的应用与消能扩散的关系	75
第四节 局部冲刷公式的推广应用	79
第五节 粘性土的局部冲刷	85
第六节 挑流与自由跌流的岩基冲刷	90
第七节 闸坝下游防冲措施	95
第八节 各家局部冲刷公式综述	103
参考文献	109
第四章 闸坝泄流能力	112
第一节 平底闸堰流流量系数	112
第二节 闸孔出流流量系数	116
第三节 实用堰流量系数	121

第四节	地涵流量系数	125
第五节	流量系数在工程论证中的应用	126
参考文献		128
第五章	闸坝地基渗流与侧岸绕渗	129
第一节	沿简单地下轮廓线渗流的精确解	129
第二节	沿复杂地下轮廓线渗流的近似计算	133
第三节	闸坝底板有排水的渗流计算	139
第四节	板桩缝漏水和透水帷幕的渗流计算	144
第五节	闸坝基底扬压力和出渗坡降的流网分析与应用	146
第六节	闸坝地基的防渗和排水措施	152
第七节	闸坝地下轮廓线的渗径长度与合理布局	159
第八节	侧岸绕渗与控制	165
参考文献		173
第六章	高速水流的空蚀与掺气	174
第一节	高速水流学科的形成及发展	174
第二节	高速水流的分类	176
第三节	空化与空蚀	178
第四节	水流空化的基础知识	182
第五节	材料空蚀的基础知识	187
第六节	水流掺气及其基础知识	191
第七节	不同掺气条件对水流掺气影响的估算	194
参考文献		198
第七章	闸门振动	199
第一节	振动成因评述	199
第二节	竖向振动的自振频率	200
第三节	共振及其频率响应	202
第四节	定常摩擦阻尼振动	204
第五节	危险振动的判别及抑振措施	204
参考文献		207
第八章	闸门运行管理	208
第一节	正常泄流时闸门操作管理	208
第二节	特殊情况下闸门操作管理	209
第三节	始流状态下闸门操作管理	210
第四节	水力冲淤的闸门控制调度	212
第五节	工程破坏实例分析	214
参考文献		218
第九章	闸坝泄流原型观测	220
第一节	水位和流量观测	220
第二节	水面线 and 水面波动观测	221
第三节	水下冲淤地形观测	221

第四节	流速和掺气观测	222
第五节	压强和空化观测	224
第六节	紊流脉动观测	226
第七节	闸门振动观测	228
第八节	渗流扬压力观测	230
第九节	量水设备	231
	参考文献	233
第十章	模型试验基础	235
第一节	相似性与模型律	235
第二节	模型律的应用范围及其限制	238
第三节	水工建筑物模型试验	241
第四节	河道模型试验	258
第五节	几种模拟试验	266
	参考文献	271

第一章 总 论

第一节 闸坝工程发展的历史回顾

水利工程中,作为工程建筑来说,除堤防外,要算闸坝工程发展最早了。早在我国战国时期就记载西门豹兴建漳水十二渠的故事(公元前 422 年),《水经·浊漳水注》记载:“二十里中作十二堰,堰相去三百步,令互相灌注。一源分为十二流,皆悬水门”。即是梯级开发筑有十二个堰,分为十二流的渠首都有闸门控制。继而秦代兴建了著名的水利工程都江堰(公元前 256 年)和郑国渠(公元前 246 年),都是修筑堰(低滚水坝)的水利枢纽工程。可见闸坝工程早已在我国发展起来^[1]。不仅如此,泄流时的水跃现象,我国在《管子·度地》中,也早有记载:“杜曲激则跃,跃则倚,倚则环,环则中,……”,认识到渠底局部突然升降(杜曲激)出现水跃现象;而“倚”和“环”则是描述水跃主流漩涡和两旁回流形态;“环则中”是说有了水跃就要发生冲刷,指出了水力破坏性。

由引水灌溉工程发展起来的无坝引水到有坝引水,在透水地基河床上修建低滚水坝(堰),迄今,我国很多河流上还遗留着古代用竹笼河卵石或块石堆砌的拦河或分水的低滚水坝。但是,结合混凝土建造的闸坝还是近百年内的事。印度在旁遮普河的冲积平原上 1892 年建的第一个主拦河堰(Khanki 堰),因为没有经验,建成后不久(1895 年)就失事了^[2]。经过组织讨论研究和试验,发现是地下水冲刷和水跃消能考虑欠周,从而为土基上滚水坝设计指出了方向,随后就出现了布莱(Bligh, 1910)的渗径长度设计方法。1934~1935 年印度重建该堰,在地下轮廓设计和水跃消能方面都取得了成功,并装置了测压管等观测设备,为后来设计提供了宝贵资料,在此期间莱恩(Lane, 1934)提出了渗径长度加权算法,使土基上闸坝设计方法又向前推进了一步。

我国开始修建混凝土结构的闸坝工程,可能要算李仪祉先生于本世纪 30 年代初在陕西省规划建造的“关中八惠”灌溉枢纽工程了。到了 50 年代初,我国结合治淮工程修建了大量的水闸。

原苏联的闸坝工程发展,同样开始于在透水地基上建造低坝。在第二次世界大战前后,在斯维尔河和伏尔加河等水利枢纽中修建了单宽流量大的重力式混凝土堰坝。由于透水地基需要大的坝断面,大战后改进建造了一些空心轻型结构的堰坝(高达 25m),比 1929~1938 年建造的溢流坝可节约混凝土 30%左右(Γ. C. 1979-12)。

随着材料结构,特别是钢材水泥和设计施工技术的发展,原来以冲积平原上灌溉为主的闸坝工程,不但建造得更加普遍和日益高大,而且进入了以防洪、发电、灌溉、航运等综合利用水资源的阶段,并向山区更高的坝发展。对于高坝来说,开始是在好岩基上修建高混凝土坝,例如美国在本世纪 30 年代建造了当时最高的胡佛坝,高 221m,是一座混凝土重力拱坝;40 年代建成了高 168m 的大古力重力坝等。苏联在 60 年代开始修建的英古里坝是一座混凝土双曲拱坝,高 272m;契尔克斯克拱坝,高 223m;沙彦岭舒申斯克重力拱坝,高 242m 等(Γ.

C. 1979-12)。同样,我国从 50 年代开始在治淮工程中也首先在好岩基上修建了佛子岭水库和梅山水库,大坝为高 74m 和 88m 的混凝土连拱坝;接着又在黄河上于 60 年代建成了高 100m 的三门峡重力坝和高 147m 的刘家峡重力坝;70 年代建成了高 97m 的丹江口重力坝,以及在台湾省兴建了高 181m 的达见双曲拱坝。随后,由于好岩基的水库坝址逐渐减少,就不得不在较差的地基上寻求建造高土石坝的方案。从 60 年代起,高土石坝相对增多很快,如苏联最高的罗贡坝,高 335m;努列克坝,高 300m;美国最高的奥罗维尔坝,高 235m 等都是土石坝^[3]。我国水资源开发较迟,好的岩基坝址仍多,因此,在高坝建设中,虽然目前仍以就地取材的土坝和土石混合坝占绝对多数,但混凝土坝并没有相对减少的趋势,最近又相继建造了高 175m 的龙羊峡重力拱坝和高 165m 的乌江渡拱形重力坝等。这样,从引水灌溉的低水头闸坝工程到综合开发利用水资源的高水头坝工建设,必然会对泄流的消能防冲以及地下水渗流的冲蚀提出新的问题,因之也就促进了工程水力学的发展。水力学著名学者伯诺里(D. Bernoulli, 1738)曾说过:“发展水力学必须发展水工学”即此道理。

据统计,我国建国 40 年来已建水闸 26000 多座,其中泄流量 $1000\text{m}^3/\text{s}$ 以上的大型水闸 299 座;泄流量 $100\sim 1000\text{m}^3/\text{s}$ 的中型水闸约 2000 座。兴建水库 84000 座,其中蓄水 1 亿 m^3 以上的大型水库 353 座;1 千万 $\sim$ 1 亿 m^3 的中型水库 2400 多座。在兴建水库中,混凝土坝和石坝约有 800 多座,其中多为拱坝。这些混凝土坝本身都兼有溢流或泄洪的作用,即使土石坝或堆石坝也都布置有岸边泄洪闸或陡槽式溢洪道之类的工程。因此闸坝工程面广量大,可以说任何一个水利枢纽都少不了闸坝泄流工程,用“闸坝”二字来概括泄水建筑物,似乎也不过分。

第二节 闸坝工程分类及其泄流特点

闸坝既起挡水作用又要宣泄洪水,是控制水位、调节泄洪流量的建筑物。在结构上,水闸是以闸墩之间的闸门启闭控制闸前较平浅的水深;溢流坝则主要依赖坝体本身控制坝前较高蓄水位。介于闸坝之间,有时还把低的滚水坝称为堰。当然在堰或坝顶仍可设置闸门。现在按照结构形式与作用的不同,并结合其泄流特点,将闸坝工程划分成如下类型。

一、水闸

一般多指低水头的平原水闸而言,其作用不同,类别命名也有不同,例如拦河闸、节制闸、进水闸、泄洪闸、排涝闸、退水闸、挡潮闸、冲沙闸等。按结构形式上的不同,则有平底闸、反拱底板闸、带小堰的堰闸、涵洞式的涵闸、翻倒门闸等。

平原水闸泄流的特点为水头差不大,但尾水位变化幅度大,闸门开启调度过程中,能形成由急流到缓流的多变流态;而且当河道宽广闸孔多时,各孔难以齐步开启,容易造成不对称的集中水流和旁侧回溜,必须考虑侧向的扩散消能,又因土质河床抗冲力差,要求消能标准也较高。同时还得考虑透水地基的渗流控制。

二、堰

堰是低的滚水坝,其作用主要是抬高河水位,使河流在枯水时也能自流进入渠道,在洪水时让多余无用的河水越顶下泄。由于在冲积平原上堰多筑在土基上,而且没有库容蓄水的

要求,下泄洪水流量很大,一般的堰高不过几米,洪水时多处于潜流状态。堰顶还可设置闸墩和闸门起调节水量和水位的作用。水流情况与水闸类同。

三、溢流坝

溢流坝有时与堰、闸混在一起无明显的界限,但一般可理解为较高的混凝土坝。最初是重力坝,优点是最为稳固而不需什么维护,随后由实体发展到空心坝和拱坝,近来的高坝发展趋势,只要坝址条件许可,多采用薄壁型的拱坝和双曲拱坝。这些拦河坝的作用是斩断河流,形成水库以达到防洪、发电、灌溉、航运等综合开发利用河流水资源的目的。混凝土坝本身都兼有泄洪作用,即利用坝顶溢流作为主溢洪道,此种溢流方式通常要比坝体泄水孔泄洪安全,比泄洪隧洞造价低,而且操作运行也较方便可靠。坝顶溢流或拱顶泄流均为自由宣泄的高速急流,所以多建造在岩基上;若在土基上建造混凝土坝,高度则限制在 20m 以下。

土基上或不好的岩基上造高坝以土石坝或堆石坝为宜,此时虽然也可加护面使之过水,但流量受限,还须利用岸侧的峡谷另开辟陡槽式溢洪道宣泄多余的洪水。

四、溢洪道(闸)

溢洪道或溢洪闸是设在水库岸侧或库边山凹处的溢流式泄洪工程,在土石坝工程枢纽中,经常采用此种设计方案;也有利用导流隧洞做成竖井式溢洪道的。这些溢洪道或闸与平原地区的分洪闸或进退水涵闸的不同水流特点和地质条件为在岩基上或混凝土陡槽中自由宣泄的高速水流,而且有时带有弯道急流的特点。

第三节 闸坝工程的水力破坏及其实例

作为水工建筑物主要类型的闸坝工程,其破坏或失事自然是主要来源于水。从我国 1981 年统计 241 座大型水库 1000 宗事故来看,地下水渗流问题占 30%~40%(因土坝多),属于地表水泄流问题的占 19%(冲刷占 11.2%,空蚀占 3%,闸门失控 4.8%)。如果只统计分析闸坝泄流工程而不计土坝,则地表水问题必将升级。据海河流域大中型水闸发生事故 70 余次的分析⁽⁶⁾,运用控制不当的占 50%,其它是养护和观测方面的事故。当然也不应排除设计施工遗留下来的问题。总之闸坝工程由于设计施工或运用管理的不当,在水位高和泄洪流量大的不良水力条件下会遭到冲刷破坏,对于透水地基上的闸坝还会遭到渗流冲蚀破坏。

闸坝泄流冲刷破坏的部位,首先是护坦下游不加防护的河床被冲刷成坑,当冲坑太近太深时将危及建筑物和侧岸的安全。至于建筑物本身,则容易在受冲击力最大的消能工,如图 1-1(a)中的消力墩、槛、齿等处发生破坏或空蚀;对于消力池的水跃消能,由于泄流时水跃首部在斜坡上的波动冲击以及地下水的扬压力作用,池底前坡面常是破坏的薄弱环节,如图 1-1(a)、(b)所示;无论是平原水闸还是山区岩基上的高坝溢洪道,都将容易在这些类似的部位发生破坏。除直接冲刷破坏外,还会由于高蓄水位的水推力大,造成坝的变形,使坝底前沿脱离岩基发生漏水。增大坝底扬压力,如图 1-1(c)所示。若射流直接进入河床,如图 1-1(d)所示的挑流或自由跌流情况,岩基河床也将被冲成深坑,距鼻坎太近也属不利。

下面将更具体地举出一些国内外有关闸、坝、溢洪道及闸门等的典型破坏实例并加以分析,这些将会在设计施工和运行管理维修等方面起到好的参考作用。

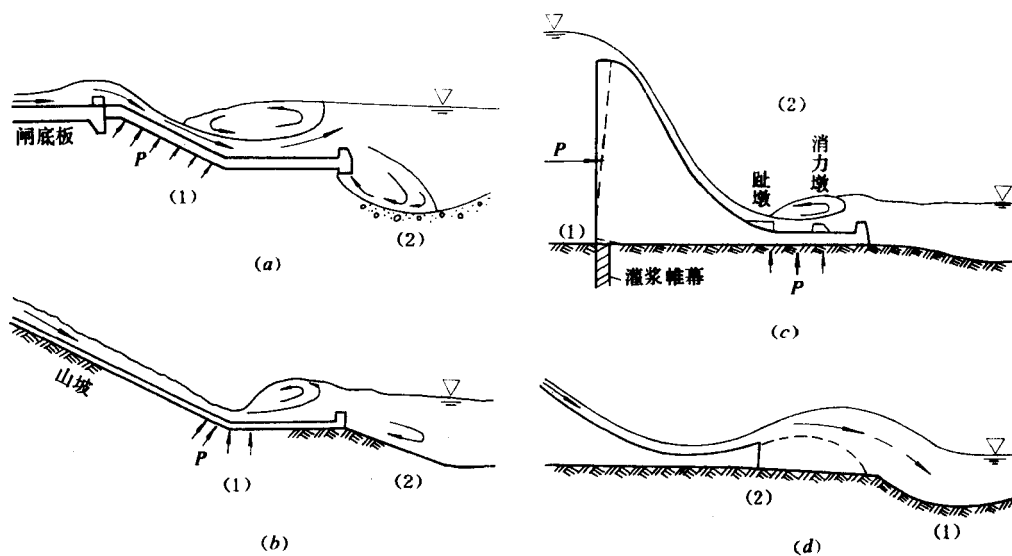


图 1-1 闸坝泄水建筑物破坏部位示意图

(a)平原水闸消力池; (b)陡槽溢洪消力池; (c)溢流坝消力池及墩; (d)挑流冲刷
(1)、(2)一发生破坏的位置

一、水闸的破坏实例

印度的灌溉工程发展较好,在上世纪末和本世纪初建造了不少堰闸,但有些遭到了破坏。如 Khanki 堰 1895 年失事, Narora 堰 1985 年失事, Islam 堰和 Deoha 闸 1929 年失事等。但那些失败的教训却促进了设计方法的发展,研究后得出的结论有两点^[2]:一是地下轮廓设计不合理,必须在透水地基上的闸坝底板两端打板桩或增设垂直防渗;二是对水跃消能和河床冲刷设计不同,必须考虑水跃冲低消力池中尾水面部分与其下底板的扬压力失去平衡以及下游河床刷深后使尾水位降低的危险性。正是基于这些失败的教训,莱恩(E. W. Lane, 1934)提出了垂直渗径胜于水平渗径的加权计算法;柯斯拉(A. N. Khosla, 1936)提出了地下轮廓设计的计算方法^[2]。同时,印度灌溉总局还提出了水跃消能的设计方法,并指出应依靠模型试验定量解决。

我国也发生过一些水闸破坏事故。除由于地下水渗流失事破坏的水闸实例可参见文献[5]第 285~288 页的统计资料外,由于地表水冲刷破坏的水闸也不少。如黄河花园口泄洪闸,闸宽 208.6m, 18 孔,每孔净宽 10m, 1961 年运用时曾经过最大泄洪流量 6300m³/s、最大水头差 3.5m 的考验。但在 1962 年泄洪时,由于集中开放第 15、16、17 孔而造成了严重冲刷破坏,消力池破坏,下部冲深达 18.7m,池后沉排护底段中部冲深 14.5m,宽度 170m,全部消能防冲工程损坏 63%。上游防冲槽也冲深达 5m 以上,最后该闸报废。又如广东芦苞闸,建成后泄洪时,两侧 6 孔关闭。只留带有低滚水坝的中孔 23m 过水,流量 720m³/s,在闸后冲成 26.75m 的深潭;此后又在 1942 年 7 月 19 日被日本侵略军炸毁第 1、2、3、6 孔的闸门链条,强使闸门下坠关闭,只留中孔及第 4、5 孔集中泄洪,导致冲毁护坦,淘空闸基深达 4~5m,使中部各闸墩发生偏倾沉陷,破坏严重,不得不进行重建。

像这样不对称地集中开启闸门、运行管理不当造成破坏事故的水闸还有不少,如废黄河

上的杨庄闸,岳城水库下游香水河与民有渠平交的泄水闸,漳卫新河上的辛集闸和庆云闸^[18]等。

虽然不是集中开闸放水,但其它方面考虑不周也会遭到破坏。如高良涧进水闸^[19],1952年建成。1954年大水后全面加固,消力池底板由0.3m加厚为0.5m,池前斜坡加厚为0.6m,经过一段时间的正常运行,于1958年开闸放水时,8孔闸门基本上是齐步提升,放水时上游洪泽湖水位12.66m,下游灌溉总渠水位7.7m。在提升闸门过程中发现平台上小坎挑起的水舌突然消失图8-11,于是立即关闸检查,发现平台小坎全部被冲走,反滤排水也全部冲毁,消力池斜坡段冲毁2/3,断裂线参差不齐,破坏严重。对此问题专门进行了模型试验和计算分析,详见运行管理专章。

关于沿海挡潮闸的破坏,虽也有冲刷,但更存在普遍淤积以及时冲时淤的问题,这主要决定于河口入海处的闸址位置和河流来水量的控制是否恰当。江苏省^[4]沿海有相距不远的两座挡潮闸,即六垛南北两闸,南闸下游冲刷严重,现已冲至闸室附近,成为一座“险闸”;北闸下游则淤积严重,现已完全堵塞,成为一座“废闸”。河北省^[6]的海河闸也是有冲有淤,1962年泄洪流量 $2040\text{m}^3/\text{s}$ 时,干砌块石也被淘空深1~2m,随后用石笼及水下混凝土修补,但后来入海流量减少,却又淤积严重,下游河道已淤3000万 m^3 ,河底高程由-6.4m淤高到-0.2m,闸下河段每年清淤挖泥50万 m^3 ,但年淤积量是250万 m^3 ,以致现在泄洪流量相同情况下比1959年的闸上水位抬高1m。

根据江苏省的经验^[4],挡潮闸距离海口宜控制在1km内。因为50年代建造的几座挡潮闸,距海口有10多公里,闸下淤积均很严重,挖泥清淤后两年就又淤回原状,而新海连市燕尾闸建在紧靠海口处,闸下几乎就没有淤积。此外,对于普遍淤积的闸还可采取调度河水或其它水源定期冲淤以及纳潮水冲淤等措施。

二、溢流坝的破坏实例

较高的混凝土溢流坝虽然建筑在岩基上,但若设计施工或运行不当,泄洪时也会遭到破坏,现举例如下:

原苏联某高96m的重力溢流坝护坦被冲毁的实例(Γ. C, 1955-5)^[7]。当坝顶闸门全开、单宽流量 $31.3\text{m}^3/\text{s}$ 时,消力池护坦被冲坏1/3,冲成的碎块被急流带至下游,有500t的碎块冲到尾槛后面,并有最大的一块重1300t被掀起侧卧着。经过调查研究,先是认为下游左部围堰未拆除所造成的不同流态(左部是淹没水跃)和横向漩涡所致;后来又发现是底板扬压力大,若结合溢流波动压力计算,考虑掺气影响用流速 $v=25\text{m/s}$ (按水头差计算应为 40m/s)代入沙瓦廉斯基公式,波动压力水头 $h'=0.3\frac{v^2}{2g}$,加上扬压力一并考虑就需要混凝土护坦厚度10m左右。由于厚度不够,护坦先被掀起,继而被急流冲走。另一原因是施工工序不妥,水库充满水后,在100m的水头下浇筑的混凝土护坦与基岩面结合不好。至于左部围堰未拆除也使破碎块在池中旋滚冲撞的时间延长,加剧了破坏程度。最后该工程修复时采用了排水孔两排,孔距2.5m,深入混凝土以下14m,并增厚护坦、加了锚筋。

美国加州北部皮特6号及7号两座混凝土重力式溢流坝下游平底消力池中趾墩和消力墩的破坏实例(SAF型消能工)。两座坝高分别为56m及70m,其消能布置相同,都是大量的

钢筋混凝土做成,而且部分加了钢板衬砌,趾墩和消力墩各边的棱角还有角钢包固并用锚栓焊牢^[8]。经过4年运行之后,于1970年初检查发现7号坝的10个消力墩中的6个几乎全部毁坏,并堆积在溢流坝下游河槽里,幸存的4个消力墩也遭到了严重的空蚀(或冲损)破坏,以致不能修复;趾墩上的大部钢板被撕去,有几个严重损坏,趾墩之间的陡槽底板也有损坏;尾槛尚好,只有一处钢筋暴露;在趾墩下游,高出趾墩顶面的两侧导墙上都有蚀损坑,直径1m左右,深达0.3~0.9m。主要原因是消能效果太高所引起的冲刷及空蚀。6号坝有类似的破坏,程度稍轻,有4个消力墩不见了,在趾墩的下游护坦上只有2~3个空蚀洞,尾槛下游冲刷程度较7号坝为烈,冲坑深3.7m,而且损坏集中在左侧,消力池右侧堆积有大小卵石和沉积一些岩块,这种原因是泄流时经常开左边一个闸门造成右侧回溜所致。这两座坝的损坏可以证明,一般钢筋混凝土加以轻型钢板衬砌不能适应需要,材料和工艺必须与所在部位的水冲击能量相适应。后来修复时采用了5cm厚钢板封套护固新建的消力墩。

我国的混凝土溢流坝像上述破坏的严重事例尚少,但是岩基河床遭到严重冲刷的不少。例如西津水电站溢流坝为跌坎或面流消能,1961年放水后,由于运用开闸方式不当,下游岩基河床冲刷逐年加深,1970年发现溢流鼻坎处岩基淘空(该处横向流速在模型中测定达8.3m/s),1977年测定下游河床最大冲深8m。经过模型试验研究,提出开闸方式并采取工程措施后得以控制。又如丹江口水电站为溢流坝挑流鼻坎消能,由于断层破碎带充填物性质不同,在相同泄流情况下冲深悬殊,右起1~2号孔下游断层 F'_{100} 内充填物为糜棱岩和角砾岩,属柱状物破碎带,冲刷范围较小,深达11~17m;4~7号孔充填物同上,但胶结坚实,只沿断层 F'_{204} 、 F'_{77} 各冲出一条沟槽,深1.4~6.5m;8~12号孔对着 F'_{16} 断层破碎带,充填软弱糜棱岩和粘土岩,遇水易崩解,抗冲性差,在正对着9~10号孔下游冲深19.7~24m。此种冲刷实例很多。

三、溢洪道或溢洪闸的破坏实例

可举海南省松涛水库的溢洪道挑流鼻坎下游冲刷加固实例。该溢洪道堰顶为5孔闸,总宽68.8m,末端挑流鼻坎高程177.8m,左岸花岗岩完整,出口30m范围内挖低到高程176m,然后又渐升至179m;右岸第2孔下游有顺向断层宽2~5m,节理破碎,经过多次排洪,断层被淘刷成4~6m深的沟槽,距鼻坎130m处断层冲刷达17m,出口水流偏向右岸(闸门经常开左边4孔),更增加断层被冲空的危险以致怕影响工程安全,因而在1969年进行加固。在鼻坎下游80m内的断层冲沟底部浇筑一层0.3m厚的钢筋混凝土作为封闭处理。并把左岸100m内的底部高程降至175m使水流均匀。经过处理后,1978年最大排洪达3600m³/s,断层冲刷没有加深,出口偏流现象也有改善。

其次举鹤地水库第一溢洪道的三级消力池陡槽底板破坏实例。该溢洪道上端的平底堰顶高程35.2m,以每孔宽10m的5孔闸门控制,陡槽下游为三级消力池水跃消能,坦末高程16.0m,最大设计泄洪流量1500m³/s,正常运用放水700m³/s。在1964年放水500m³/s时,消力池中水流有回溜,左导水墙曾冲毁10m长入池盘旋;12月放水100~200m³/s时发生了严重事故,第三级消力池陡坡底板翻起,除最后边一块外,其它4块各为10m×12m×1m的混凝土板均被掀起,遂即关闸。经过分析破坏原因,为扬压力和水跃的双重作用。测得的水跃脉动压力为时均压力的13%,陡坡底流速约9m/s,而且水跃后水深处有排水孔出口及底

板块的接缝会将跃后水深压力倒灌给跃前底板下,更助长了侧岸地下水对该底板的扬压力,再加上左侧山坡地下水较高,因而左侧底板破坏严重。后来加固修复并重新布置底部排水管。

类似上述溢洪道消力池破坏事故很多,如青岛崂山水库 5 孔泄洪闸,1985 年泄洪仅 $565\text{m}^3/\text{s}$,陡槽末端与消力池相接处底板就被冲毁,并将其下花岗岩冲深 5m 左右。又如江苏横山水库 5 孔溢洪闸,1973 年只放水 $45\text{m}^3/\text{s}$,陡坡与消力池底衔接处就被冲成约 1m 的深坑, 176m^2 的混凝土被冲毁;1977 年开两孔泄流 $30\text{m}^3/\text{s}$,陡坡平台 200m^2 的混凝土被掀起冲毁。

国外也有类似上述溢洪道消力池底板的破坏实例。如墨西哥的玛尔巴索(Malpaso)坝的陡槽溢洪道^[9],上端为 3 孔泄洪闸,下端为长 100m、宽 50m 和深 26m 的消力池,水头差 118m。消力池底板是用混凝土板块 $12\text{m}\times 12\text{m}\times 2\text{m}$ 衬护,并以 3m 圆钢筋锚定,伸缩缝充填沥青。从 1967 年运转到 1969 年,泄流量未超过 $2500\text{m}^3/\text{s}$,发现充填缝的沥青被冲走一些。到 1970 年泄流量 $3000\text{m}^3/\text{s}$ 时(设计流量 $6000\text{m}^3/\text{s}$),发现陡槽尾端许多块底板被冲走,锚筋被拉断,岩基也严重损坏,为了验证此 720t 重的混凝土块被掀起冲走而进行了模型试验,改变底板、水深、水头和流量 4 个参数研究结果,证明破坏原因是紊流引起的强烈脉动使底板与岩基脱开,水体由施工缝流进底板下形成一层薄膜传递为扬压力所致。若底板下设排水就不会破坏;而且当底板接缝完全封闭,则抗扬压力将显著增加,但增大流量时,仍发生破坏,几乎与失事时的流量相同。

四、闸门水击振动破坏实例

闸门振动破坏,可举上述鹤地水库第一溢洪道上端堰顶溢洪闸门的破坏为例。该闸门上边有胸墙,顺水流方向的胸墙底沿宽度厚为 1m,为了按照模型试验增大流量系数的要求,将胸墙底沿向上游延伸 1m 并做圆角进口形式,这样就能使泄洪流量 $1390\text{m}^3/\text{s}$ 达到设计最大流量 $1500\text{m}^3/\text{s}$ 的要求。但没有想到,当库水面淹没胸墙底沿 0.3m 左右时,受风浪冲击竟使闸门振动破坏。分析振动原因来源于胸墙下沿加长后的宽度在淹没 0.3m 的水面下正好与风浪的波长波高相适应,使胸墙底面卷入的空气频繁地消失而形成周期性的真空吸力导致闸门振动。实践中证明:很多闸门振动来源于卷入水中空气的不断消失,在适应的水力条件下,例如当闸门某一开度与水面位置适应时就会发生振动,甚至发生较大的气流声。如果与闸门结构自振频率重迭共振就易于损坏。因此,对有风浪区的闸门前胸墙段应开设通气孔。

同样,沿海的挡潮闸,闸门受潮浪的冲击波动影响也容易遭到破坏,浙江省紧临杭州湾某 6 孔闸,弧形门宽 8m,高 4m,由于受潮浪冲击,弧形门首先后 3 次失事(第 4~6 号孔闸门支臂弯曲失稳而遭到破坏)。据分析是总布置及胸墙结构布置欠妥,对潮浪冲击力估计不足以及闸门支臂结构上的长细比过大等原因。最后在检修闸门槽位置装置了混凝土平板门作为工作门,而原来的弧形门退居第二线作为检修门使用^[4]。

第四节 闸坝工程水力学问题

从闸坝工程水力破坏的实践中,已知地表水泄流冲刷和地下水渗流冲蚀是工程破坏的

主要原因,而且随着建筑物结构形式和地基情况以及水力条件的不同,这两种水的作用也有主次之分。但是这两种水流的危害性都是表现在水与建筑物上下表层的接触面及工程附近河床的边界面上。所以随着水工建筑的日益增多和高大,就必须研究水流与边界面之间的相互作用机理和控制水流防止工程遭到水力破坏的措施问题,于是就形成了“工程水力学”这门实用学科^[10~14]。

我国研究工程水力学问题,可追溯到 1955 年在南京召开的首届水工试验研究专业会议,规定讨论中心题目为“水工建筑物下游消能防冲问题”,并由水电部将论文编印成《水工建筑物下游消能问题》一书出版(1956)。随后也就引起了重视并相继出版了一些专著和论文。我们在这里只对“闸坝工程水力学问题”作一概括性介绍,特别是有关工程管理方面的问题。至于水流的破坏机理和估算以及控制预防方法措施等将在以下各章叙述,那些内容对设计和科研也将具有参考价值。

一、闸坝下游消能问题

消能是防止冲刷破坏的一种必要措施,以使泄流能量消减和扩散。不致发生下游严重冲刷危及安全为目的。一般是通过摩擦、冲击、旋滚、挑流、扩散、掺气等方式来实现,使水流发生强烈的紊动和掺混作用把动能转变为热能。具体工程措施则有消力池(槛、墩、齿等)、戽斗、跌坎、鼻坎、滑雪道等消能工。从水流型态的水力学观点出发,可区分为以下三种基本消能形式^[15]。

1. 底流水跃消能

水跃消能是最古老也是最稳妥的消能措施,能在极短距离的消力池中消杀大部能量,随着佛汝德数的增加,消能率高达 2/3 以上,要比不产生水跃的渐变流动所消失的能量大几十倍。因此低水头的闸坝泄洪多采用消力池或倾斜护坦以及槛、墩、齿等辅助消能工,以适应产生水跃的共轭水深及其长度。长江葛洲坝工程二江泄洪闸就采用了水跃消能措施,设计单宽流量高达 $220\text{m}^2/\text{s}$,并经过最大洪峰流量 $70800\text{m}^3/\text{s}$ 的考验,证明消能防冲效果很好。其它如盐锅峡、柘林、陆水等泄洪工程也采用了水跃消能。但在高速水流情况,若在池内设置墩、齿就易发生空蚀破坏,此时就应考虑墩、齿形式和掺气措施,以致高坝采用水跃消能的很少。

二元水跃计算已很精确,而实际问题多属三元空间水跃,特别是平原水闸,下游河道宽广,必须考虑跃后扩散水流的迅速均布问题。同时还得考虑个别闸孔出流所形成的不完全局部水跃的消能问题。但目前还没有一个好的设计计算方法,很难有一种适应各级水位和任意开闸方式的消能工,因此还要辅助以调度运行控制管理来保证泄流的安全。

2. 面流消能

面流消能介于水跃和挑流两种消能形式之间,利用跌坎或戽斗的末端仰角将主流挑向尾水面部形成坎后底部旋滚和戽斗内旋滚紊动达到消能的目的。这种面流式消能都是不脱离下游水体的,所以受尾水面或尾水深度的影响极大。各级尾水位情况下会发生各种流态和不同位置的旋滚,这些多变流态过程也可总称为混合流。

跌坎消能工首先用于前苏联伏尔霍夫水电站(1926 年),戽流消能工首先用于美国大古力坝(1942 年)。我国西津水电站开始采用跌坎消能(1964 年, $q=129\text{m}^2/\text{s}$),石泉水电站开始

采用屏流消能(1975年, $q=154\text{m}^2/\text{s}$)。迄今已有30余工程采用面流式消能,多数运行良好,但水流余能大,水面波动较剧,影响距离远。例如西津溢流坝下游水面波浪影响河道岸坡的稳定,长达3km;龚嘴溢流坝下游出口表面流速30m/s,强烈底部旋滚挟带砂石对周围建筑物产生严重的冲击和磨损。

3. 挑流消能

高水头泄流时多采用挑流形式(连续式或差动式鼻坎),工程量小,投资省,检修方便。我国较早采用挑流消能的有丰满溢流坝、狮子滩溢流坝和佛子岭泄洪洞等工程。目前在岩基上建坝已被广泛采用,而且随着峡谷建坝的增多,新型挑流消能工也不断出现,其特点是强迫能量集中的水流向纵、横、竖三个方向撕开扩散和互相冲击,促进紊流掺气,扩大射流入水面积,减小和均化河床单位面积上的冲击荷载以减轻冲刷。例如乌江渡水电站的溢流坝和滑雪道,利用了挑流鼻坎控制水舌落点,使之沿河纵向撕开,冲刷较浅。但对挑流的雾化影响和下游堆丘抬高尾水位影响电站出力问题应加注意。

此外,拱坝坝顶自由跌流的消能措施主要是水舌跌落处有足够的水深,即以挖低岩基形成水池或筑二道堰抬高尾水位以及加强水舌跌落点的抗冲强度。同样,渠道跌水也属此类。

二、闸坝修建后的河床冲淤问题

河流上建造闸坝工程以后所引起的最大变化是改变了水流型态,而且随着不同的操作调度,其流态变化也异。对河床的冲淤影响可分工程附近局部冲刷与河道普遍冲淤两种情况。

1. 闸坝下游局部冲刷

建造闸坝后,造成上下游显著的水位差,同时泄洪宽度远较原河道缩窄,单宽流量增加,以致集中泄流的巨大动能,虽然经消能措施,仍将引起建筑物附近河床的局部冲刷。特别是下游,淘刷严重会危及建筑物的安全,因而必须采取消能防冲措施。这也是研究冲刷问题必须与消能措施所强制形成的各种流态联系起来考虑的原因;同时冲刷问题又与河床岩土抗冲强度密切相关。因此,研究各种不同流态情况下的各种岩土河床冲刷深度和范围是局部冲刷问题的主要内容。目前对砂土河床冲刷研究较多,对于粘性土和岩基冲刷尚待进一步研究。特别是岩基,由于节理裂隙和断层的存在,冲刷极不均匀。例如丹江口溢流坝下游由于有断层破碎带,冲坑水深达32.6m,这种岩基结构很难在试验室内进行模拟,因此仍多依赖于野外观测资料的分析,在基本公式中寻求一个经验性的系数。

2. 闸坝上下游河道普遍冲淤

河流上建造闸坝后,由于上游蓄水,将使上游河道坡降变缓造成河床淤积;同时越过堰坝的下泄清水又将满足其固有的挟沙容量而造成下游河床的普遍冲刷。这样就导致尾水位降低使闸坝下游局部冲刷加剧,并且增加了地下水渗流的出口坡降。因此,在消能防冲设计时还应考虑水量调度运行情况下的河床演变。根据印度灌溉工程经验^[4],在兴建堰闸工程运行的头几年,下游河床普遍冲刷降低1.2~2.1m。但运行几年之后,上游河床恢复原有的坡降而不再淤积;并由于拦河堰前的渠道引取清水,使多余的泥沙越堰流向下游。当控制流量比原有流量小的运用情况下,此多余泥沙就淤积在下游河床,因而河床将又逐渐恢复淤高。印度经验,运行二三十年后,下游河床反而淤积比未建堰前的原有河床高0.6m。