

溢洪道设计规范专题文集

中南勘测设计院 编

水利电力出版社

溢洪道设计规范专题文集

中南勘测设计院 编

水利电力出版社

内 容 提 要

本文集是《溢洪道设计规范》编制过程中,在总结我国30多年以来溢洪道设计经验的基础上,广泛搜集国内外资料编写的专题研究报告。全书内容有:溢洪道布置、水力设计、消能防冲标准、结构设计及基础处理等五部分。

本文集可供水利水电工程技术人员及有关大专院校的师生参考。

主 编: 朱允中 李 诚

参编人员: 邓正湖 席与光 陈其煊 刘星彻

溢洪道设计规范专题文集

中南勘测设计院 编

*

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

北京昌平建华印刷厂印刷

*

787×1092毫米 16开本 16.25印张 371千字

1990年4月第一版 1990年4月北京第一次印刷

印数 0001—1600册

ISBN 7-120-01075-1/TV·380

定价7.90元

序 言

泄水建筑物在水利水电枢纽工程中占有极重要的地位,它不仅在工程投资中占有较大比例,影响周期,更重要的是关系到工程安全。在泄水建筑物中,溢洪道是其主要组成部分。总结经验,运用先进技术,提高溢洪道设计水平,是加快我国水利水电工程建设,促进水利水电事业发展的一个重要方面。

近年来,随着新技术的发展和应用,在许多溢洪道工程设计和实践中取得了良好效果。特别是建国40年来,我国建设了几万座水库工程,设计、科研和实践经验极为丰富,这是极宝贵的社会财富。在《溢洪道设计规范》编制过程中,我们邀请了水利水电系统设计、科研和高等院校的专家,广泛搜集国内外资料,编写专题研究报告,为《溢洪道设计规范》编制提供了宝贵的素材,使《溢洪道设计规范》编制立足于较高的水平上。《溢洪道设计规范》编制业已完成,不久将与广大读者见面。鉴于《溢洪道设计规范》的篇幅和程式所限,专题研究报告中许多有价值的内容无法包含,出版本文集补其不足。

《溢洪道设计规范》编制在我国是第一次,各方面都十分重视。建国以来,我国水利水电建设取得了巨大成绩,溢洪道设计也积累了丰富经验,我们本着实事求是、积极慎重的态度,在总结经验的基础上,编写具有中国特色的溢洪道设计规范是完全必要,也是可能的。我们正遵循这一指导原则和基本思路进行工作的,在《溢洪道设计规范》和本文集中都充分反映了这一点。

《溢洪道设计规范》编制工作,始自1984年7月,至1987年12月完成送审稿,历时三年半。此值我国改革、开放的新时期,无论在思想意识、政治经济、科学技术等各个领域都呈现一片繁荣景象,人们的思想也特别活跃,这为《溢洪道设计规范》编制和本文集出版创造了极为有利的环境和条件。这使我们有可能触及一些“敏感”问题和向“禁区”挑战,探索一些工程设计中的重大技术问题。我们本着“百花齐放、百家争鸣”的精神,在文集中收集了各具特色、观点新颖的论文,抛砖引玉,以飨读者。这本文集若能使读者在“治水害兴水利”的客观规律的认识上有所启发或前进一步,那将是我们极大的欣慰。

这里不能不提到本文集和《溢洪道设计规范》中一些具有突破性观点之处。诸如:泄水建筑物消能防冲设计的洪水标准;主、副溢洪道和非常溢洪道的布置;掺气减蚀和水流边界壁面不平整度控制标准;水流脉动压力计算;溢流式厂房振动问题;侧槽溢洪道水力设计;推荐控制段抗滑稳定按抗剪断强度计算;预应力闸墩设计;消力池护坦抗滑稳定安全系数的取值;地基防渗与排水;陡直边坡设计;异型进口设计等;其中有些观点已录入《溢洪道设计规范》,但更详尽的论述则在本文集中。

在本文集编辑出版过程中,除作者辛勤撰稿而外,水利水电规划院袁玖、侯建功等同志给予了很大支持,在此一一致谢。

朱允中

1989年3月于广州

目 录

序言

• 溢洪道布置

- 河岸式溢洪道布置.....王瑞彭 (1)
关于非常溢洪道设计中的几个问题.....李谋恒 (2)
岸边无闸溢洪道异型进口设计.....王仕筠、舒以安 (16)

• 水力设计

- 河岸开敞式溢洪道水力要素分析.....吴 熹 王丽科 (28)
侧槽溢洪道水力设计.....韩 立 陈肇和 (49)
泄槽的水力设计与计算.....李忠义 高季章 陈 霞 (70)
底流消能型式分析.....高光星 (89)
通气减蚀设施的设计与应用.....潘水波 邵焱焱 (110)
厂前挑流泄洪布置型式的研究与应用.....邓正湖 (132)
厂顶溢流设计中的几个问题.....谢省宗 李世琴 (141)
挑跌流消能区允许流速分析.....陈荣光 (157)
关于WES低堰的水力特性问题.....叶寿忠 陈肇和 (163)
尾水渠及下游消能区的允许流速分析.....吴致敏 (173)

• 消能防冲标准

- 消能防冲标准的研究.....郭子中 徐祖信 吴建华 庄荣文 (181)

• 结构设计

- 预应力混凝土闸墩结构设计.....傅继涛 陈星云 王忠诚 (195)
溢洪道闸墩结构设计中的几个问题.....刘振林 (207)
河岸式溢洪道泄槽底板的结构设计综述.....吴季宏 (215)
岩基上重力式挡土墙的土压力问题.....刘维德 (224)

• 基础处理

- 鲁布革溢洪道垂直高边坡设计 (兼谈岩质边坡设计中的几个问题) ...周曾敏 (233)
河岸式溢洪道地基的排水设施.....曹国兰 (251)

河岸式溢洪道布置

王 瑞 彭

(长江水利水电科学院)

提 要

本文对河岸式溢洪道布置、型式与设计不同于河床式泄洪建筑物的下述问题: ①进水管平面布置; ②开敞式低堰泄水能力; ③泄槽体型与设计; ④消能工选型及体型发展; 结合国内外典型实例, 进行了综合分析。

一、河岸式溢洪道布置与规模

河岸式溢洪道一般用于土坝、土石坝、堆石坝、连拱坝(如我国梅山、佛子岭)、双支墩坝(如依泰普、磨子潭)、双曲拱坝(如阿尔曼德拉、伊朗卡比尔)。也有河床与河岸组合泄洪布置(如阿尔坎塔拉双支墩坝)。

采用河岸式溢洪道的共同条件是岸边有堰口或窄谷地形, 施工方便、造价低, 且便于检修。中、低水头, 中、小型水库当地材料坝更是大量采用河岸式溢洪道。如湖北省200余座土石坝、堆石坝, 其中较大的中型工程44座均采用河岸式溢洪道。当河床泄洪与电厂有争地矛盾(窄谷河床尤为突出)时, 总泄量又很大, 常在堰口布置河岸式溢洪道(如刘家峡、龙羊峡)。

按枢纽泄洪建筑物不同的组合、运用方式及其作用, 大体可分四种:

(一) 单一河床式溢洪道

常年泄洪, 并兼非常溢洪道。如巴西依泰普右岸溢洪道, 共14孔, 泄槽中间设两道分水墙延伸至坎末。左区6孔与中区4孔常年泄洪, 右区4孔为非常溢洪用。也有另外增设引冲式或漫顶式自溃坝备用泄非常洪水。如国外大型的有巴基斯坦曼格拉、委内瑞拉古里(一期)、土耳其凯班, 我国有岗南、大伙房等水库采用, 特别我国自“75.8”洪水后, 为提高泄洪标准采用更多。但迄今运用机率极少, 国内尚无原型自溃坝泄洪过程的实际经验。有些中小型水库虽有泄量较小的底孔供灌溉、给水或放空水库用的泄水道, 但仅为辅助泄洪, 主要泄量仍从溢洪道下泄。大、中型工程典型实例国外有加拿大贝内特、伊朗卡比尔、哥伦比亚契伏; 国内有富水、竹园、六都寨、南谷洞、佛子岭等。

(二) 双河岸式溢洪道

双河岸式溢洪道, 即有一主一副两个独立河岸式溢洪道。允许非常溢洪道结构设计标

准低于主溢洪道,以节约投资。大、中型工程典型实例有墨西哥马尔帕索堆石坝左岸共用进水渠的两个独立主、副溢洪道;巴基斯坦塔尔贝拉土石坝左岸共用出水渠的两个独立主、副溢洪道。两岸分设溢洪道的典型实例有巴西萨尔托奥索里奥及我国黄壁庄、江口、密云等工程。

(三) 河岸溢洪道与泄洪洞结合泄洪

河岸溢洪道与泄洪洞结合的情况,国内外采用较为普遍,如加拿大麦卡,我国石头河、鲁布革、狮子滩等均较典型。优点是利用导流洞改建为龙抬头进口的永久泄洪洞较经济。在常遇洪水或汛前降低库水位时,运用进口高程较低的泄洪洞泄洪;库水位较高时,由堰顶高程较高的河岸溢洪道与泄洪洞结合泄洪。惟这种组合型式,溢洪道往往使用次数较少,如碧口、阿尔曼德拉河岸溢洪道,其作用如同非常溢洪道。

(四) 河岸溢洪道与两种以上泄水建筑物组合泄洪

这种组合泄洪方式,如我国刘家峡由河床电厂左侧中孔、右岸泄洪洞与右岸溢洪道组合泄洪;柘林由两个独立河岸溢洪道与泄洪洞组合泄洪。西班牙阿尔坎塔拉由河床溢流坝、两岸各一条泄洪洞与左岸溢洪道组合泄洪。但必须注意泄洪运行调度程序,充分发挥各泄洪建筑物的效益。

目前鉴于土坝失事的教训,国内外泄洪标准均有提高趋势。据报导1965年前统计,国外因河岸溢洪道规模太小,因遇暴雨洪水而引起土坝漫顶失事实例占23%。如巴西帕尔杜河叶夫克里德斯(坝高53m,1958年建成)与下一级阿尔蒙多(坝高35m,1966年建成),运行后遇1977年1月暴雨洪水,两座土坝均漫顶失事。我国1975年8月河南暴雨中心,亦曾使淮河上游板桥、石漫滩两土坝失事。我国80年代修建的石头河、鲁布革、竹园等土石坝(I等工程)均采用保坝洪水(或万年一遇)设计概念。但如石头河河岸溢洪道设计流量(1%) $Q=2690\text{m}^3/\text{s}$,保坝洪水 $Q=7150\text{m}^3/\text{s}$,相差约2.7倍,很不经济。

二、河岸溢洪道设计中的几个问题

(一) 进水渠平面布置

河岸溢洪道进口至堰前常有一段平面首尾宽度不同、两侧不对称且转向的引渠,即进水渠。泄洪时易产生两侧不对称的回流或立轴旋涡,小转向惯性力引起的堰前横比降,导致过堰水流不均,减小低堰泄流能力,甚至影响泄槽水流紊乱。为此,进水渠平面布置应注意:

1) 限制进水渠进口底宽 B_0 与末端底宽 B 之比 $B_0/B=1.5\sim 3.0$,可减小进口水头损失。如我国石头河 $B_0/B=3$ (最大),竹园 $B_0/B=1.5$ (最小),碧口 $B_0/B=1.7$,南谷洞 $B_0/B=2$,大伙房 $B_0/B=2.4$;

2) 堰前进水渠需设一段直线翼墙(图1)或对称扭曲面八字墙(图2),堰顶单宽流量 $q_{\text{堰}}$ (或堰顶水头 H)愈大,堰前直线或对称八字墙段亦应愈长。如石头河(图1)最大 $q_{\text{堰}}=198.6\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$,直线翼墙长 $l=40.67\text{m}$;竹园(图2)最大 $q_{\text{堰}}=140.4\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$,对称八字翼墙长 $l=30\text{m}$,最小 $q_{\text{堰}}/l=4.7\sim 4.9$,或 $l/H=1.7\sim 1.9$,可改善不对称来流,减小水面横比降。也有一侧为直墙,低地形一侧为椭圆(如鲁布革),但基本保持堰前有

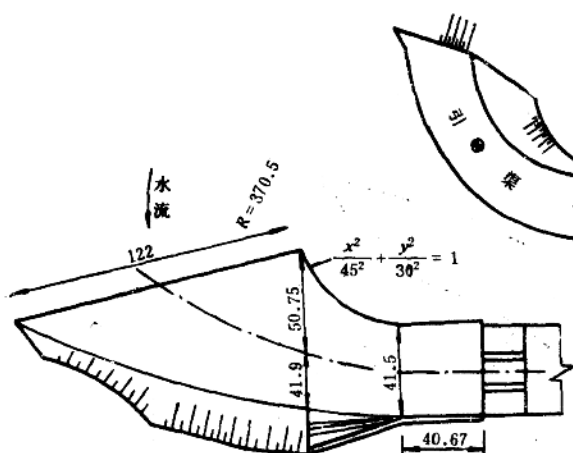


图 1 直线翼墙段 (单位: m)

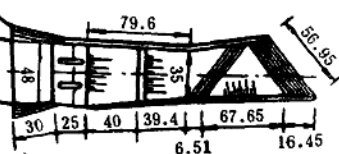


图 2 对称八字翼墙 (单位: m)

一段直翼墙;

3) 紧接堰前直段的转向平面, 一般低地形布置不对称喇叭进口渐变平面形状的渠底边线为圆弧或椭圆形。如竹园进水渠较长, 沿中心线长240m, 底边线在低地形近坝一侧圆弧 $R_{左}=82m$; 另一侧 $R_{右}=130m$; 渠中心 $R_{中}=106m$ 。扭曲八字墙与两侧削坡相接, 为复式梯形断面。石头河则在低地形一侧设椭圆渐变平面导墙; 另一侧为扭曲翼墙, 与椭圆直线相接。总之, 平面布置原则为流态顺、开挖少。

进水渠底沿顺向为平坡或呈反坡, 高程的选定应使渠内为缓流、不冲渠底为原则。

(二) 开敞式低堰泄水能力

河岸式溢洪道进水渠受地形、地质条件限制, 渠底高程与堰顶高差 p_1 常较小。设堰顶设计水头为 H_d (含行近流速水头), 当 $p_1/H_d < 0.4$ 为低堰时, 流量系数 m 明显减小。如表1所列, 当 $p_1/H_d > 0.4 \sim 0.5$ 时, m 有所增大, 平底闸型河岸溢洪道, 因受宽顶堰限制, $m=0.34 \sim 0.39$ (富水、佛子岭、梅山)。

表 1 有关水利枢纽 p_1 、 p/H_d 与 m 的关系

枢纽名称	石头河	大伙房	岳城	六都寨	竹园	南谷洞	鲁布革	碧口	梨伏	马尔帕索	塔尔贝拉
$p_1(m)$	3.0	3.0	3.6	4.0	4.5	5.0	5.6	4.15	5.0	7.6	9.7
p_1/H_d	0.25	0.273	0.313	0.392	0.293	0.323	0.311	0.337	0.235	0.311	0.535
m	0.406	0.43	0.43	0.42	0.436	0.434	0.45	0.46	0.431	0.462	0.478

(三) 泄槽体型与设计

1. 泄槽体型 泄槽体型有平面、剖面、底坡 i 三要素。泄槽一般应尽可能布置呈直线(特别是高水头)。当泄槽与河道交角较大时, 为保持直泄槽, 可在挑坎段用平面弯曲导向,

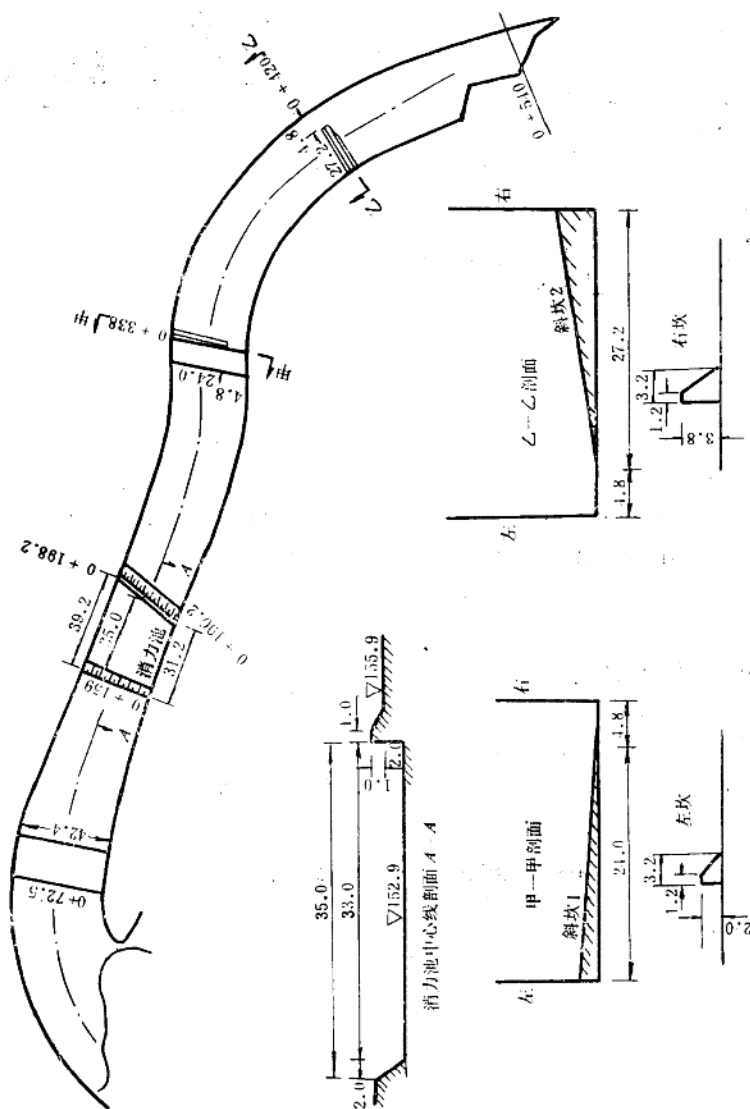


图 3 南谷洞陡槽溢洪道平面图 (单位: m)

使水流免冲岸坡,平顺进入河道(如阿尔曼德拉、竹园、刘家峡等)。

为节省泄槽开挖量,槽宽小于堰孔宽度时,宜用堰下收缩直边墙连接堰孔段与泄槽段首部。一般控制收缩段长度,使平面收缩角 $\theta \leq 5^\circ \sim 8^\circ$ 。美国垦务局重力坝设计规范: $\tan \theta \leq \frac{1}{3 Fr_1}$ (Fr_1 ——堰下佛氏数)。当低堰低 $Fr_1 = 1.7 \sim 4.5$ 时, $\theta = 11^\circ \sim 4.24^\circ$, 因 θ 愈大,冲击波愈高,水流愈不均。因此常在堰下收缩段(大伙房)或泄槽等宽首部设平底池,池型尺寸见图3。调整水流进入上弯道。这种低 Fr_1 梯形池一般不深。如大伙房池深1.33m、南谷洞深3m。

上述实例均具低堰低 Fr_1 特点,消力池主要作用是将急流变为缓流,调整水流,均匀进入池后的直槽或弯道泄槽,池中低 Fr_1 消能率则较小。

泄槽剖面(包括渐变收缩段)以窄深式矩形为宜。如采用梯形断面时,应注意两侧边坡坡度宜缓于4(垂直):1(水平),如贝内特河岸溢洪道泄槽边坡为4:1(最大)。

泄槽纵剖面常布置为不同的底坡 i ,除少数(如大伙房)外,多数均先缓后陡。由陡变缓常用圆弧平滑衔接。由缓变陡则用曲线 $y = \tan \phi x + \frac{gx^2}{2kv^2 \cos \phi}$ 连接。 $\tan \phi$ 为缓坡 i , v 为泄槽平均流速,经验系数 $K = 1.1 \sim 1.3$ 。如契伏直泄槽 $i_1 = 0.05$ (水平长121.77m),下段 $i_2 = 0.577$ (水平长61.8m),用 $x = 80\text{m}$, $y = 0.05x + 0.00333x^2$ 曲线连接。石头河矩形直泄槽 $i_1 = 0.05$ (水平长115.75m), $i_2 = 0.2$ (水平长172.18m),用 $x = 68\text{m}$, $y = 0.05x + 0.011x^2$ 曲线连接。

2. 泄槽弯道设计 有时受地形、地质条件限制,泄槽需要平面转变一次(如碧口、鲁布革)或两次(如南谷洞、富水)。弯道急流因离心力产生水面横比降与冲击波。

为避免或减小急流弯道水流不均和减免冲击波,降低边墙高度。对矩形断面弯道,常采用下列措施:

(1) 横向超高法。在圆弧弯道超高底部斜坡段首尾以平缓扭曲渐变段与直泄槽平底相接。弯道平面呈扇形倾斜面(图4)。

一般弯道 $R_0 \geq 10B$,当 B 较大或高水头(H 较大)时,为减小外侧超高 y ,常延长堰孔闸墩直至泄槽弯道段后的直泄槽;这样还可减小非对称开启闸门时弯道水流不均现象。如鲁布革 $B = 2 \times 14\text{m}$ 。弯道纵坡 $i = 0.01$,用 $R_0 = 170\text{m}$,平面转角 20° ,按 $Q_{\text{设}} = 3700\text{m}^3/\text{s}$ 定 $y = 3.53\text{m}$,弯道首尾直线段分设外侧长20m及28.69m过渡扭曲渐变段。

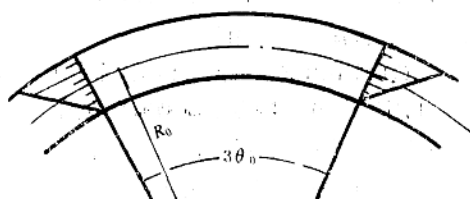


图4 泄道弯道示意图

弯道段外侧还可采用椭圆曲线,如碧口内侧 $i = 0.01$ 不变,弯道外侧 $i = 0.01$ 不变,弯道外侧用双曲线 $x^2/(11.3775)^2 - y^2/(0.8456)^2 = 1$,下段弧长26.694m用椭圆 $x^2/(10.568)^2 + y^2/(0.751)^2 = 1$, $B = 15\text{m}$, $R_0 = 150\text{m}$,平面转角 20° ,弯道首尾直线段分设外侧长12.75m($i = 0.0664$)和22.9m($i = 0.0649$)扭曲渐变段与纵坡 $i = 0.01$ 相接。

采用横向超高措施简便。一般以设计流量 $Q_{\text{设}}$ 计算 y 值,按最大流量 Q 计算边墙高(包

括掺气水深), 但减免冲击波只适应一个流量 Q , 且计算式均为按平底条件推导, 故为近似法。

(2) 复曲线法。实质是利用复曲线边壁产生反干扰, 减免弯道冲击波。在主弯道取设计 R_0 及所需 θ_0 值, 然后在主弯道首尾各接一段平面中心半径为 $2R_0$, 中心角为

$$\theta' = \operatorname{tg}^{-1} \frac{B}{\left(2R_0 + \frac{B}{2}\right) \operatorname{tg} \beta_1}$$

的单曲线。这种布置亦只能适应一种流量 Q_0 , 且不适于纵坡 $i > 0$ 的情况。

(3) 斜槛法。即在平面中心半径为 R_0 的主弯道前后设置斜槛产生反干扰, 减免冲击波。

斜槛法优点是对已建成的弯道设计曲线不合适时, 便于施工补救, 但亦仅适应一种设计来水量 Q_0 , 斜槛平面布置及槛高均须由试验优选尺寸。

当泄槽平面有两次弯道用横向超高法或复曲线法时, 体型均较复杂, 此时可在平底弯道首尾用斜槛法。如南谷洞泄槽平面有两次反向弯道(图3), 弯道段 $i=0.01$ 。水流经消力池调整后经上弯道流经下弯道。为调整曲率较大的下弯道水面横比降和冲击波, 分别在下弯道上 $0+338\text{m}$ 断面左侧和下弯道下 $0+420\text{m}$ 断面右侧各设一道单一斜槛(图3), 下弯道末斜槛顶倾向右岸, 並各留宽 4.8m 无槛缺口, 通过模型试验, 使上下两斜槛与水流流向呈 90° 正交。

此外, 富水在左岸溢洪道等宽 110m (纵坡 $i=0.05$)直泄槽上, 设一道单一高出水面的斜坎, 通过试验, 可调整水流均匀进入两次同向弯曲泄槽下的第一级消力池内(共两级池)。

(四) 消能工选型及体型发展

河岸溢洪道型式及布置确定后, 即对消能工选型和设计。

河岸溢洪道和河床式溢洪道消能工所处位置地形不同, 泄槽末(或泄洪洞出口)常高出尾水位。挑流消能可发挥其无需满足淹没水跃或床面流下限水深要求, 且有不受尾水变幅影响的优点, 施工挖方少, 较经济; 其水雾影响因挑出水流远离电厂, 远比河床式小, 因此挑流消能采用较多。

适宜河岸溢洪道挑流的体型, 除常规单弧实体平滑或差动坎外还有两种异形挑坎体型:

1. 窄缝挑坎 特点是泄槽渐变收缩, 槽末(或坎末)单宽流量 $q_{\text{坎}} > q_{\text{堰}}$, 水舌出坎可纵向拉开, 并兼横向扩散, 水股分散度大, 掺气较大, 较常规挑坎冲刷小。还可在挑坎段用平面弯曲导向, 控制水流不冲岸坡。实例有:

西班牙阿尔曼德拉左岸溢洪道窄缝挑坎, 两条独立直泄槽在水平长 190m 内由宽 15m 渐变收缩至 5m 。在长 27.82m 挑坎段利用平面呈弧形导墙弯曲导向, 并使实体挑坎急剧收缩至坎末宽 2.5m , 最大 $q_{\text{坎}} = 600\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$ 比 $q_{\text{坎}} = 100\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$ 大6倍。原型试放 $q_{\text{坎}} = 300\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$ 表明, 水流能导向射入河床, 不冲对岸山坡, 又能增大入水扩散度, 减轻冲刷。

加拿大贝内特右岸三孔开敞式堰(带9个底孔)下直泄槽, 梯形断面(边坡 $4:1$)首宽 59m , 经缓($i=0.03$)、陡($i=0.839$)两个坡至槽末平面渐变收缩为 30.5m 宽。槽末坎首单宽流量 $329.6\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$, 实体坎末呈平面扇形, 弧长 42.77m , 相应 $q_{\text{坎}} = 235\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$ 。试验表明: $Q=6000\text{m}^3/\text{s}$ 时, 水舌纵向拉开, 入水扩散面积达 4650m^2 ,

较常规挑坎扩散大2.5倍,最大冲深小1/3,冲坑体积小7倍。加拿大的麦卡坝亦然。

国内大单宽流量 $q_{坎}$ 窄缝挑坎典型首推龙羊峡(重力拱坝)右岸三孔溢洪道,堰顶高程(2585.5m)相同,独立直泄槽首宽12m,在水平长201.35m段渐变收缩为10.4m。对称曲面贴角窄缝挑坎长度均为31.22m,但槽末位置不同,使坎末位置错开(左坎末0+232.57、中坎末0+257.57、右坎末0+277.22),坎高程也不同,坎末均宽4m, $q_{坎}=484\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ 。试验表明,比直墙式平滑窄缝坎水舌纵向拉开宽增大40%~48%,冲深减小36%~48%。

2.扩散扭曲斜挑坎 如我国刘家峡、碧口、竹园河岸溢洪道(还有三门峡泄洪洞)均采用,它具有保持直泄槽体型,在挑坎段用平面弯曲斜坎导向,避免岸坡冲刷;有纵向兼横向水舌扩散,减小冲深等作用。挑坎体型布置原则是使坎末与河势平行,坎顶呈斜坡直线或曲线,靠低地形一侧坎端低或高于靠山一侧。小流量出坎水流集中在低坎一侧,高坎一侧为回流或基本无水,但仍能导向射出。刘家峡、碧口原型和竹园模型试验表明,减轻冲刷效果良好。坎脚用齿墙防回流淘刷。坎型尺寸主要靠水工模型优选。

其次,底流消能虽造价高于挑流,但对高、中、低水头均能适应。且对软基的中、低水头水利枢纽的溢洪道(如富水、六都寨、岳城),迄今仍认为消力池是较安全的,亦无水雾干扰。故国内外仍多采用。除平底一级或斜坡池外,为适应大 $q_{坎}$ 消能,常用两级或三级扩散消力池。保证逐级降低单宽流量,使坎后流速小于允许抗冲流速 $V_{允}$ 值。多级消力池比一级消力池更节省挖方,实例有:

巴基斯坦曼格拉高土石坝(113m)右岸胸墙式溢流坝,因挑流试验冲深达76m,一级池挖方太大,故用两级扩散消力池。基础为砂岩和粘土岩互层,岩性软弱,允许抗冲流速 $v_{允}=4.9\text{m/s}$,一级池首宽135.4m, $q_{坎}=211.2\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$;至二级池首扩宽为213.5m, $q_{坎}$ 降至 $134\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$,并考虑河床下切,尾水降低和减小二级池流速,底高程249.4m,比一级池底低28.1m,水流出二级池尾坎后平均流速 $V=4.1\text{m/s}$,小于 $V_{允}=4.9\text{m/s}$ 。在池尾修建深6.5m防淘齿墙,还在坎后23m范围内用大石铺扩尾渠及岸坡。国内富水和六都寨河岸溢洪道的基础软弱,亦采用两级扩散消力池。

岳城土坝高53m,为第三纪砂夹粘土软基。左岸溢洪道直泄槽下设三级扩散平底池。池首上游为长56m曲面斜坡,一级池宽168.4m, $q_{坎}=47.5\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$,最大 $V=23\text{m/s}$;经逐级扩宽,至三级池末 $q_{坎}$ 降为 $36\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$, $V=6\text{m/s}$ 。三级池后设厚0.7m浆砌块石护面海漫段,继续扩宽,再设防冲槽,并设六个长15m高3m混凝土导流墩。水流至防冲槽,流速小于允许抗冲流速 $V_{允}=4\text{m/s}$ 。

河岸溢洪道极少采用岸面流,主要是岸边地形高,满足岸流坎上水深要求开挖量较大。国外也仅有两例,委内瑞拉古里(一期)左岸溢洪道设单弧实体岸,曼格拉右岸漫坝式自溃坝实用堰下泄槽($i=1/2.25$)末接差动岸坎。

近年来我国新立城水库增建的河岸溢洪道,直泄槽长700m,基础为泥岩、砂岩、砂砾岩互层,地质软弱。试验建议改原消力池设计为岸式消力池,校核 $q_{坎}=44.24\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ (池宽33m),在泄槽 $i=0.264$ 下设平底段4.5m,反坡坎高2.6m,长4.5m的岸式池。在尾水深 $h_t=10.8\text{m}$ 时,即可发生岸面流。其它河岸溢洪道,尚无岸流实例。

关于非常溢洪道设计中的几个问题^{*}

李 谋 恒

(武汉水利电力学院)

提 要

本文对非常溢洪道的设置、型式及布置、经济性、启用标准和结构简化诸问题,结合国内外的工程经验进行了分析和讨论。

泄洪建筑物是水利枢纽中不可缺少的一个组成部分,其建设费用占枢纽总投资的百分比甚高,在土石坝枢纽中尤其如此。所以,如何减少泄洪建筑物的投资就成了设计工作者的一个需要认真对待的问题。除了从根本上提高水文测量、水文分析和调洪计算的水平以外,目前国内外普遍采用的措施是区别对待常遇洪水和稀遇洪水;就是说,常遇洪水通过正常溢洪道宣泄,而稀遇洪水则通过设计标准较低、构造比较简单、造价比较低廉的非常溢洪道宣泄。

所谓非常溢洪道,原来指的是专门承担超过正常运用时的泄洪标准的泄流任务的溢洪道。但目前更加普遍的一种理解是,非常溢洪道系用以宣泄超过正常溢洪道设计流量的洪水,而正常溢洪道的设计流量应小于枢纽设计洪水频率下水库必须下泄的洪水流量。按此理解,国外一些文献中把正常溢洪道称作主溢洪道(main Spillway),把非常溢洪道称作辅助溢洪道(Auxiliary Spillway)。我们认为,按此种理解来区分和设计溢洪道是比较合理的。在以下的论述中我们将采用辅助溢洪道这个名词。

很明显,如果正常溢洪道的设计流量,定为大坝设计洪水频率下的洪水经水库调洪后的下泄流量,则对于大、中型水利枢纽,特别是对于大、中型土石坝枢纽而言,溢洪道的规模将会是很大的,其建设费用在枢纽总投资中所占的比重也将会相当大。而且溢洪道的大部分泄洪能力是闲置不用的;很少有必要,甚至永远不会动用溢洪道的全部泄洪能力。这样一来,只是一部分投资在发挥效益;而另一部分投资则积压在那里。从经济观点来看,这是极不合理而应尽量予以避免的。因此,为降低整个工程的造价,缩小正常溢洪道的规模,而让稀遇洪水及设计洪水的相当大一部分通过造价较低的辅助溢洪道宣泄就是完全合理的了。国外已有许多工程这样作了。

例如,澳大利亚国家河流和供水委员会在50年代中期在维多利亚地区兴建的九座大坝中,就有五座修建了辅助溢洪道。其中艾帕洛克(Eppalock)坝有两座辅助溢洪道、土拉鲁波(Tullaroop)、巴发罗(Buffalo)、尼拉库蒂(Nillahcootie)和塔拉哥(Tarago)坝各有一座辅助溢洪道^①。下面我们将以艾帕洛克坝为例来说明设置辅助溢洪道的合理性。

艾帕洛克坝的三座溢洪道的布置及地基情况如图1所示。该坝形成的水库有 0.31×10^9

^① 参加本专题研究的还有胡诚义、郑明珠、张玉珍同志。

m³的容量。主溢洪道堰顶高程与正常蓄水位相平，按百年一遇洪水设计；而大坝系按万年一遇洪水设计。主溢洪道的引水渠开挖在比较坚硬的玄武岩中，故未作衬砌。泄水道和消力池的地基主要是卵石、粘土和风化了的岩石，所以都作了混凝土衬砌。

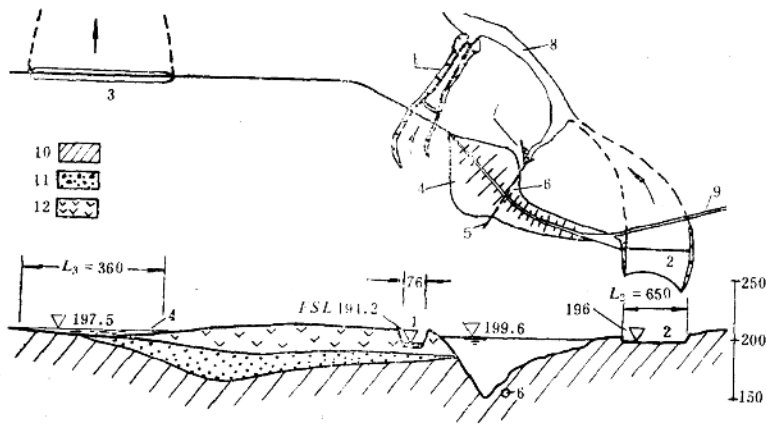


图 1 艾帕洛克坝的溢洪道

1—主溢洪道；2—第一辅助溢洪道；3—第二辅助溢洪道；4—大坝；5—泄水塔；6—隧洞；7—泵站；
8—剑鞘斯河；9—道路；10—奥陶纪砂岩和板岩，已风化崩解，风化深度15.0m；11—更新世卵石、砂和
粘土；12—一般硬度的玄武岩

第一辅助溢洪道按百年一遇洪水设计，其堰顶高出正常蓄水位1.8m，堰宽213m，开挖深度较浅，而且是开挖在中等风化程度的砂岩和板岩中，开挖出来的石碴都被利用来作了筑坝材料和泵站的回填料，故在经济上更有其优越性。其泄水道长度不大，与大坝之间有天然山体隔开，而且除堰下游不远处有一道路通过外，所经区域尚未开发，故对泄水道未作特殊保护。启用泄洪时可能遭受一定程度的破坏，但即使在最大洪水下也不致于危及大坝的安全。考虑到这些因素后，第一辅助溢洪道的启用标准采用为百年一遇洪水。

第二辅助溢洪道为一砌石坝，长366m，顶面高出正常蓄水位3.7m。即或不作此溢洪道，该鞍形地段也需作一副坝，所以因修建第二辅助溢洪道而增加的投资是很少的。该溢洪道的泄水道在下游2.4km处与一支流相连，然后在坝址下游8km处汇入干流。鉴于泄水道长度相当大，而且泄水道及洪水流经的支流段附近地区已进行了较大程度的开发，故第二辅助溢洪道的启用标准定为千年一遇洪水。

在艾帕洛克坝的设计中还就设单独一座溢洪道的方案进行了研究。如果只设一座溢洪道，在保持大坝超高不变的前提下，堰顶长度需有183m，而在设两座辅助溢洪道的方案中，它只需76m。

表1列出了这两个方案在百年一遇、千年一遇、万年一遇（设计洪水频率）及十万年一遇（校核洪水频率）洪水情况下的溢洪道下泄流量及水库水位。表中所列溢洪道下泄流量是经过了水库调洪以后的。该水库在正常蓄水位时的面积为32.4km²，其蓄水能力很

大,故可有效地削减洪峰。

表 1

艾帕洛克坝各方案溢洪道泄洪特性表

入库流量 (m^3/s)	重现期 (年)	三 溢 洪 道 方 案					一溢洪道方案	
		下 泄 流 量 (m^3/s)				水库水位 (m)	下泄流量 (m^3/s)	水库水位 (m)
		主溢洪道	一 辅	二 辅	总 计			
1700	10%	410	/	/	410	195.8	710	195.5
3960	1000	1130	930	/	2060	197.6	2540	197.4
5650	10000	1640	1860	540	4040	198.7	3820	198.6
7350	100000	2000	2520	1130	5650	199.3	5000	199.5

表 1 说明,当洪水重现期在千年以下时,溢洪道的最大流量为洪峰流量的 50% 或更小。只要重现期在 5000 年以下,多座溢洪道方案比单独一座溢洪道方案的调洪效果就要显著。在重现期大于 5000 年的特别稀遇洪水情况下,单独一座溢洪道方案的下泄流量小于多座溢洪道方案的总下泄流量。但是,由于重现期在 5000 年以上的稀有洪水也许在大坝的有效存在期间根本不会发生,所以应该说多座溢洪道方案的调洪效果更具有实际意义。

为了从经济上进行比较,表 2 中列出了多座溢洪道方案的造价、单独一座溢洪道方案的预算造价以及单位泄洪能力的造价。主溢洪道的造价高主要是因为须作混凝土衬砌的缘故。

由表 2 所列数字可见,多座溢洪道方案的实际造价约为单独一座溢洪道方案预算造价的 50%。在艾帕洛克枢纽中,由于采用了多溢洪道方案,使总投资减少了 26%。

表 2

艾帕洛克坝两个溢洪道方案的经济比较

溢洪道名称	造 价 (\$A)		单位泄洪能力造价 [\$A/(m^3/s)]	
	多座溢洪道方案	单独一座溢洪道方案	多座溢洪道方案	单独一座溢洪道方案
主溢洪道	804,000	1,680,000	491.2	417.0
第一辅助溢洪道	56,000		30.0	
第二辅助溢洪道	2,000		3.5	
总 计	862,000	1,680,000	212.0	417.0

注 表中 \$A 代表澳大利亚元。

由表 2 还可看出,第一、第二辅助溢洪道的单位泄洪能力造价仅为主溢洪道单位泄洪能力造价的 6.1% 及 0.7%,其经济合理性是显而易见的。

澳大利亚维多利亚地区的另四座坝采用的溢洪道为一主一辅,与单独一座溢洪道方案

比较,其经济效果虽不如艾帕洛克坝那样显著,但也相当可观,溢洪道投资分别减少了如下的百分数:

土拉鲁浚坝	20%
巴发罗坝	22%
尼拉库蒂坝	23%
塔拉哥坝	29%

辅助溢洪道由于构造比较简单,降低了设计标准,泄洪时可能遭到一定程度的损坏,过洪后需花费一定的资金来修复。但由于辅助溢洪道启用机会很少,修复的标准也不高,从长远来看,所需费用是微不足道的。设想竣工 n 年后因行洪受损而进行修复的费用 S 是在初次投资中预留的,如按复利计算,年利率为 r ,则预留金

$$A = \frac{S}{(1+r)^n}$$

显然, n 愈大, A 愈小。例如,设修复费用为10万元,年利率为6%,则当 $n=30、50、100$ 年时,相当于增加的初次投资分别为1.74万元、0.54万元及0.029万元。这比当初因采用了多溢洪道而节约的初次投资肯定要少得多。

在苏联也已出现将泄洪建筑物分为“主要的”(Главное)与“辅助的”(Вспомогательное)的趋势⁽²⁾,认为这是减少泄洪建筑物投资的有效措施。他们提出,主要泄洪建筑物按通过0.5%~2.0%频率的洪水设计,而辅助泄洪建筑物则宣泄最大下泄流量(校核洪水)与主要泄洪建筑物设计流量之差值。当主要泄洪建筑物达到泄洪能力后,立即启用辅助泄洪建筑物;而当需要下泄的流量降至主要泄洪建筑物的设计流量以下时,就停止使用辅助泄洪建筑物。在巴依帕齐恩斯卡雅(Байпазинская)水电站的设计中已经实行了这种把泄洪建筑物分为主、辅两类的原则。不过这座水电站的辅助泄洪建筑物是利用施工导流隧洞改建的。

参考文献⁽²⁾中还提出,如果从枢纽布置的条件来看,单独设置辅助泄洪建筑物有困难或不合适,则也可在一座泄洪建筑物上来完成主要泄洪任务与辅助泄洪任务。当下泄频率为0.5%~2.0%的洪水流量时,按主要泄洪建筑物运用;为了下泄稀遇洪水,对主溢洪道预先考虑构造上的或改变水流方式的措施。类似的方案在克拉匹温斯基(Крапивинский)水利枢纽中得到了实现。在这个枢纽中,消力池的长度比按常规计算的要短,为的是使宣泄大于1%频率的洪水时,能有效地消能和防止下游的冲刷。小频率的洪水流量将造成一远驱式水跃,故在消力池出口处作了一个挑坎,使能转变为挑流消能的水面衔接方式。

在美国,一些工程也设置有工作溢洪道(Service Spillway)和辅助溢洪道(Auxiliary Spillway)。参考文献[3]中指出,在设有辅助溢洪道的情况下,工作溢洪道按通过“很可能经常发生的洪水”设计,而辅助溢洪道在超过了这样小的洪水时即投入使用。

看来,当条件许可时,设置一座主要溢洪道和1~2座辅助溢洪道是合理的。现在的问题是确定主要溢洪道的设计洪水频率。上面谈到,澳大利亚的一些工程按百年一遇洪水设计主要溢洪道^{(1)、(4)}。苏联则提出按0.5%~2.0%频率的洪水设计主要泄洪建

表 3

国外部分辅助溢洪道情况

坝名	坝高 (m)	坝长 (m)	坝型	坝顶 高程 (m)	主 溢 洪 道			第 一 辅 助 溢 洪 道			第二辅助溢洪道		溢洪道总流量 1% 0.001%		
					坝顶 高程 (m)	流量 (m ³ /s)	堰长 (m)	型 式	起动洪水 频率率 (重现期)	堰顶高程 (m)	流量 (m ³ /s)	堰长 (m)		进口型式	
土拉鲁波 (澳)	41	412	土石坝	228.9	223.4		40	岸边泻槽	250	226		366	堆石坝	无	2550
艾帕洛克 (澳)	45	900	土石坝	199.6	194.2	1640	76	岸边泻槽	100	196	1860	213	在风化及软 砂岩和页岩 中开挖	起动洪水千年 一遇, 堰顶高 程197.96m, 堰 长3668m, 进口 为堆石坝	430 5650
尼拉库蒂 (澳)	35	924	土石坝	270.1	264.5		71	泻槽	1000	268.2		61	堆石坝		510 2610
阿特河 (澳)	98	335	土石坝	116		3500	12	岸边泻槽	70	265.8	三座辅助溢洪道共用	1.9万m ³ /s	开挖(风化岩 及软基, 无 衬砌)		
巴发罗 (澳)	45	2118	土石坝	268.2	264.5		32	在风化砂岩, 泥岩中开挖泻 槽				102	开挖(风化岩 及软基, 无 衬砌)		
塔拉哥 (澳)	34	297	土石坝	161.5	158.1		21	泻槽(基础同上)	100	160		91.4	挖 堆石坝 (堰长73m)		
凯班 (土耳其)	207	1097	重力坝	848		12000	124	溢流坝		846.7		15	堆石坝		
葛克斯卡雅(土耳其)	160	467	拱坝			5300					23800	137	堆石坝		
塔尔贝拉(巴基斯坦)	143	2700	土石坝	478		18400	106	泻槽			10650	80	闸门控制		
马尔帕索(墨西哥)	138	478	土石坝			11100	45				8500	303	闸门控制		
新德波勒 (美)	178	579	土石坝	260		2209	41			552.6 →553.2	1210	133	混凝土堰		
奥克斯堡 (美)			土石坝	555		4210		泻槽	50				堆石坝		
奥尔特谷 (美)	30	152	土石坝	435		82 (2%)							闸门控制		
奥本 (美)	210	1265	重力坝	346	300.3	4480	31.5	中孔接泻槽	200	300.3	4430	31.5	闸门控制		
杉溪 (美)				131.2			10.5		50	132.2 (两级总和)	866	22	溢流堰		
方坦那 (美)	146	720	重力坝	526	512.3	5210		明流溢洞	750	524.5	616	51	溢流堰		
兰干加 (印)	125.6		土石坝	372.25	352	8467	70	岸边泻槽		359.5	2302	42	溢流堰		