

DOI:10.3969/j.issn.1672-1144.2022.02.001

宽尾墩消能技术的工程应用与研究进展

尹进步

(西北农林科技大学, 陕西 杨凌 712100)

摘要: 宽尾墩作为一种适应于大单宽泄洪建筑物的消能技术,近年来先后在许多水利水电工程中得到应用,为了对其技术发展与研究情况进行总结分析,首先对宽尾墩消能技术及体型发展过程进行了回顾总结;其次对宽尾墩体型布置特点、以及与宽尾墩联合使用的坝面、台阶面体型、消力池体型及其相关水力特性等研究成果进行了总结分析;最后对宽尾墩消能技术应用有待研究的相关问题进行了简单说明。

关键词: 宽尾墩;工程应用;体型;水力特性;消能

中图分类号: TV65

文献标识码: A

文章编号: 1672—1144(2022)02—0001—14

Engineering Application and Research Progress on Energy Dissipation Technology with Flaring Gate Pier

YIN Jinbu

(Northwest A&F University, Yangling, Shaanxi 712100, China)

Abstract: As an energy dissipator which is suitable for large flood discharge structures, flaring gate pier has been applied in many water conservancy and hydropower projects in recent years. In order to summarize and analyze its technical development and research progress, this paper first reviews and summarizes the energy dissipation technology and its shape development process of flaring gate pier, the shape layout characteristics of flaring gate pier are then summarized as well as the research results of dam surface shape, step surface shape, stilling basin shape and related hydraulic characteristics used in combination with flaring gate pier. Finally, the related problems to be studied in the application of energy dissipation technology with flaring gate pier are proposed.

Keywords: flaring gate pier; engineering application; shape; hydraulics; energy dissipation

宽尾墩是二十世纪七十年代林秉南、龚振赢引进国外思想,在我国发展形成的一种收缩式消能工程,由于宽尾墩作用,水流横向收缩,纵向拉开,水流入池后传统二元水跃变为三元水跃,增加掺气、提高消能率同时,消力池长度也得到了大幅度减小。安康、五强溪、岩滩、大朝山、索风营等工程消力池长度,均比传统二元水跃消力池缩短一半以上^[1-6]。从这些工程的布置运行形式看,宽尾墩消能技术不仅得到普遍推广,同时在推广应用中也得到了一定程度的发展,对该技术发展过程进行总结,可以看出其发展主要有以下几种类型。

1 宽尾墩消能技术的工程应用发展

1.1 宽尾墩+挑流消能技术

宽尾墩-挑流联合消能技术最早应用于潘家口水利工程,并在溢流坝左岸建成三个宽尾墩表孔试验段,成为最早应用宽尾墩消能技术的高坝、大流量工程。

潘家口水库是华北滦河干流上的一个大型水利枢纽,溢流坝为宽缝重力坝,最大坝高103 m,泄水建筑物中设置18个表孔(左11孔、右7孔)。表孔宽15 m,闸墩宽3 m,堰顶高程210 m,表孔设15 m

×15 m 弧形工作门一扇。溢流堰曲线为 WES 型, 方程为 $y = 0.050906x^{1.85}$, 下游接连续式挑流鼻坎, 坎顶高程 158 m (原设计 155 m), 挑射角为 30° (原设计 25°), 反弧半径 20.8 m (原设计 21.0 m)。潘家口水库汛期泄量较大, 千年一遇设计泄量 $31\ 600\ \text{m}^3/\text{s}$, 五千年一遇校核泄量 $43\ 300\ \text{m}^3/\text{s}$ 。下游左岸河滩岩石为角闪斜片麻岩, 风化较严重, 节理发育, 节理切割块体 20 cm ~ 40 cm, 抗冲刷能力低, 而且存在断层和破碎带。地形方面, 由于左岸坡缓, 右岸坡陡, 主河床靠右岸, 下游消能防冲问题突出。

1:90 断面模型试验发现, 表孔采用图 1 所示体型布置形式, 出坎水流除平面扩散外, 还增加了纵向扩散, 既提高了消能率, 又减少了下游冲刷。从图 1 可以看出, 宽尾墩为矩形宽尾墩, 出口收缩后宽度为 10 m, 闸墩末端厚度为 $3.0\ \text{m} + 2 \times 2.5\ \text{m} = 8.0\ \text{m}$, 宽尾墩纵向长度为 7.5 m。

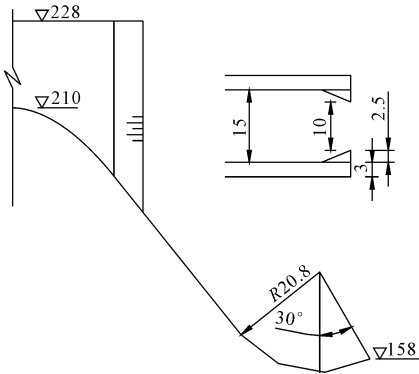


图 1 潘家口宽尾墩示意图 (单位:m)

潘家口工程之后, 笔者未能找到与之类似的布置形式, 故潘家口工程可能是宽尾墩 + 挑流联合消能技术的唯一工程。通过与多个宽尾墩 + 消力池联合消能技术工程的试验资料对比分析发现, 潘家口下游挑坎反弧段底板上存在较大冲击压强, 也可能是该体型未能得到推广的一个主要原因。虽然宽尾墩 + 挑流联合消能技术未能得到大量推广, 但通过该工程提出了宽尾墩消能技术, 并将其大量应用于其它实际工程, 为宽尾墩在我国高坝泄洪工程的应用实现了一个创新。

1.2 宽尾墩 + 底流消力池联合消能技术

虽然潘家口工程提出并应用了宽尾墩, 但将宽尾墩应用于工程, 形成宽尾墩 + 底流消力池联合消能技术, 并在工程中一直全面参与泄洪的第一个工程却是安康水电站^[7]。

安康水电站枢纽由混凝土溢流重力坝、右岸坝后厂房和左岸垂直升船机等建筑物组成。拦河坝坝

顶轴线长 541.5 m, 坝顶高程 338.0 m。泄洪建筑物采用 5 表、5 中、4 底的泄洪孔口布置方案。5 个表孔尺寸为 $15\ \text{m} \times 17\ \text{m}$ (长 × 高), 堰顶高程 313.0 m。

表孔原设计采用底流消能方式, 消力池净宽 95 m, 受已建施工导流围堰限制, 长度只能确定为 100.0 m 左右, 消力池底板高程只能限制在 229.0 m。泄放设计与校核洪水时, 入池单宽流量分别达到 $153.9\ \text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$ 和 $209.3\ \text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$ 。高水头、大单宽流量和复杂工程条件使原设计消力池根本无法满足正常泄洪要求, 通过大量模型试验研究, 最后采用宽尾墩 + 底流消力池联合消能技术方案, 较好地解决了安康水电站表孔的泄洪消能问题。

表孔闸室净宽为 15 m, 闸墩厚度为 4 m, 堰面采用 WES 曲线, 其方程为 $y = 0.03759x^{1.85}$, 曲线与坝下游 1:0.8 坡直线相切, 再用 $R = 40\ \text{m}$ 的反弧与消力池底板相接, 消力池底板高程为 229 m, 池长 107 m, 消力池尾坎为连续式, 断面为梯形结构, 尾坎高出底板 14 m, 高程为 243 m, 目的是枯水期挡水对消力池进行检修。中间 3 孔采用“Y 型直线宽尾墩”, 收缩比为 0.4, 体型示意图 2。两个边孔采用“不对称 Y 型宽尾墩”, 可使水舌在平面内转向, 较好的解决了水舌间歇性冲击两侧大小导墙问题。

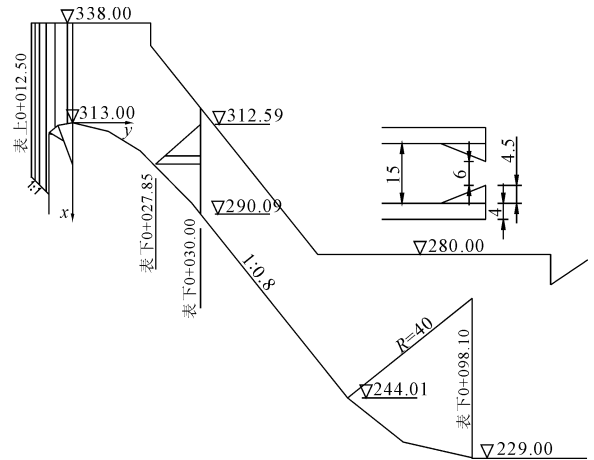


图 2 安康水电站表孔示意图 (单位:m)

试验测试发现, 随着下游水位的变化, 消力池内水流出现不同流态: (1) 下游水位较低时, 宽尾墩形成的收缩射流在反弧段交汇激起很高的涌浪, 涌浪后为急流, 急流与下游小于共扼水深的尾水衔接产生远驱水跃, 消力池内出现“涌浪 - 急流 - 远驱水跃”, 由于激起涌浪所进行的动量交换过程耗散了大部分水流动能, 涌浪后急流流速比平尾墩后水流有较大的降低, 因而形成远驱水跃第二共扼水深比

常规水跃低一些,但消力池底板冲击压强比平尾墩要大许多;(2) 随着下游水位升高到某一限度,水跃跃首位置前移至反弧附近,远驱水跃和涌浪均消失,池中会出现水平横轴与纵轴交互的三元水跃,由于水流动能通过旋滚紊动剪切而大量消耗,池内水流流速显著降低,水面升高,跃后共轭水深位置大幅度前移;(3) 随着下游水位的进一步升高,水跃跃首向反弧段上溯并出现一定淹没度,三元淹没水跃的消能更加充分,消力池呈现宽尾墩+底流消能标准流态。

工程建成后在原型上对水流流态及下游冲刷地形、消力池底板脉动压强等水流特征及参数进行观测^[8],发现水翅及水翅交汇形成的水冠呈白色海绵状位于水舌顶部,像领带一样的气囊不断向水舌内卷吸空气。在坝面上,水流形成五道窄而高的水舌,水舌侧面出现两个巨大的掺气面,把空气卷入水中,形成棉絮状结构,消力池中升腾起水雾及激起的水柱在坝下连成一片。脉动压强原型观测结果表明,在射流冲击区主流因受底板折冲影响,流速迅速减小,压强急剧增大,压强梯度很大。在冲击区下游,水流形成贴壁射流,脉动压强虽然很小,但底板表面附近区域流速较大,若底板存在裂缝,水流升力会成为板块失稳的主要因素。如果消力池中的水垫深度太小,除了产生不良流态外,底板上脉动压强会快速增加。原型观测发现 3 号孔单独开启时,下游水垫深度在 17 m~21 m 之间,位于反弧段测点最大脉动压强已达 57.9 kPa,脉动强度系数达 23%,闸门开启 18 min 后传感器损坏。因此进行消力池底板稳定设计时,需要对可能出现的最小水位进行复核,否则就必须通过运行调控,避免浅水垫大开度运行。

安康工程多年运行中虽然出现过消力池底板细小裂缝、表层抬升、磨蚀、渗漏等现象,但作为国内外第一个宽尾墩+底流消力池联合消能技术的工程,通过试验首次提出了三元水跃的基本概念,并对三元水跃第二共轭水深、水跃长度等问题进行研究,发现了三元水跃跃长缩短、消能率提高等规律,为宽尾墩消能技术全面推广普及发展奠定了基础。

1.3 宽尾墩+戽式消力池联合消能技术

虽然安康工程成为国内外第一个宽尾墩+底流消力池联合消能技术的工程,但与安康工程几乎同期进行研究探索的广西岩滩水电站,成为第一个宽尾墩+戽式消力池联合消能技术的工程。

岩滩水电站位于广西红水河中游大化瑶族自治县的岩滩镇,上游距离龙滩水电站 160 km,是红水河 10 个梯级电站中的骨干工程^[9]。工程以发电为主,兼有航运,设计总装机 1 660 MW。最大坝高

110 m,坝顶长 525 m,坝顶高程 233 m;溢流坝段设 7 个表孔和 1 个泄水孔,表孔弧形闸门尺寸为 22.48 m×15.00 m(高×宽)。由于岩滩坝址河谷狭窄,7 个表孔泄洪时,最大的单宽流量达 $308 \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$,下游水位最大差 45.7 m(最枯水位为 148.0 m,下游河道水深 18.0 m~20.0 m,校核洪水时,下游水位为 193.7 m,下游河道水深 46.2 m),形成所谓“高水头、大单宽流量、低佛氏数”的泄洪消能难题。

系列试验研究后提出了宽尾墩+戽式消力池联合消能的布置形式,相对于传统消能形式具有以下几方面优点:(1) 增加了戽池水深,提高了底板抗浮稳定性;(2) 减小了戽池与戽坎流速,降低了出戽水流动量;(3) 提高了戽池的消能率,出戽水流相对比较平稳,与下游水面平顺衔接,对发电通航及护岸工程的节约都比较有利。

大规模原型观测共进行了两次,第一次是表孔 1#—6#全开,库水位 219.34 m,尾水位是 174.08 m,总泄量 $12 847 \text{ m}^3/\text{s}$;第二次是表孔 1#—7#全开,库水位 218.70 m,尾水位是 175.55 m,总泄量 $14 128 \text{ m}^3/\text{s}$ 。原型观测结果表明:(1) 水流出闸室时,在宽尾墩两翼水翅明显竖起,在重力作用下向内自然弯曲跌落,在坝后形成一管状无水空腔,两支水翅跌落在反弧附近交汇碰撞;(2) 受宽尾墩作用,水流在闸室被横向收缩与壅高,纵向拉开,跌落过程中向左右两侧散开、坦化,高端水体在跌落过程中受空气扰动而分离,掺杂着气体的水流跌入反弧段附近水域,在落水区沿不同方向激射起一簇簇白色水冠;(3) 戽内水流极为混乱,剪切、旋滚、掺气充分,整个水体由于夹杂大碎气泡而呈白色,戽内水面线明显高于下游水位,沿水流方向微呈弧线弯曲,中间高,落水区及与下游衔接处稍低;(4) 消力池的时均动水压强比平尾墩戽池大,脉动压强与时均动水压强的分布为戽池首部大,并向下游沿程较快衰减。底流速分布自戽池首部向尾坎迅速减小,在较短的池长范围内,底流速从首部的 $28.38 \text{ m/s} \sim 30.04 \text{ m/s}$ 降至 $12.22 \text{ m/s} \sim 13.51 \text{ m/s}$,即宽尾墩戽式消力池的消能率较高,也符合宽尾墩三元水跃底流速分布特征;(5) 出池水流与下游水流平顺衔接,下游波浪不大;(6) 由于戽内水流的碰撞激射、剪切掺气、紊动旋滚,在戽内及附近区域产生溅水及雾流,小流量时形成雾流强度比大流量时大一些,升空后形成小股轻薄雾随风飘移、散开,产生局部极微弱降雨,但未形成固定的降雨区,溅水的产生也与泄量大小无明显关系;(7) 坝面无空蚀现象,但初期运行检查发现池底板存在部分空蚀及磨蚀现象,平均磨损 $2 \text{ cm} \sim$

5 cm, 并有不同程度浅层裂缝出现。后经处理, 再无此现象发生。

1.4 宽尾墩 + 台阶坝面 + 戽式消力池联合消能技术

台阶式溢洪道是将传统光滑泄槽面修建为台阶, 利用台阶使水流在台阶凹面中形成水平轴旋滚, 并产生强烈混掺、大量掺气, 以实现消能作用的一种过流建筑物。正是基于台阶面消能的这种思想, 1982 年美国专家在上静水坝试验研究中结合 RCC 筑坝技术, 提出了台阶溢流坝面的消能方式, 该技术随后被推广至多个工程使用。坝高 61 m 的上静水坝, 1987 年竣工后最大泄洪流量 $2\,125\text{ m}^3/\text{s}$, 消能率高达 70%, 但其单宽泄洪流量只有 $11.61\text{ m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ 。随后国内外开展的大量工程应用与研究资料表明^[10-14]: (1) 台阶作为一种消能形式其应用的工程大坝不能太高, 早期我国应用比较多的是高坝工程的导流过水围堰, 堰高一般在 30 m 附近, 目前已建工程最大坝高已接近百米; (2) 早期比较适宜的单宽过流量最大不要超过 $30\text{ m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$, 一般过水围堰的最大单宽过流量只有 $20\text{ m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$, 否则台阶面就可能产生空蚀破坏现象。

1974 年 10 月湖北省丹江口水利枢纽最大单宽流量达到 $120\text{ m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ 时, 虽然历时只有 4 天, 但台阶过流面出现严重空蚀破坏, 最大剥蚀深度达 1.2 m。为了提高台阶面过流单宽流量, 上世纪末福建水东水电站采用了宽尾墩 + 台阶坝面 + 戽式消力池联合消能的方式, 利用宽尾墩形成窄缝水舌, 避免了台阶面大面积大单宽过流, 同时利用窄缝水舌两侧的临空面为台阶面水流充分补气, 实现水流掺气同时, 避免了台阶面空蚀破坏出现^[15]。虽然工程最大坝高只有 57 m, 下游水面以上台阶数量也很少, 但该工程率先实现了台阶面的大单宽过流, 随后设计建设的大朝山水电站便将台阶面大单宽过流坝高提高至 100 m 以上。

大朝山水电站最大坝高 111.0 m, 坝顶高程 906.0 m, 枢纽采用河床泄洪布置方式。五个表孔孔口尺寸为 $14\text{ m}\times 17\text{ m}$ (宽 \times 高), 堰顶高程 882.0 m。溢流坝面为 WES 实用堰, 采用宽尾墩 + 台阶面 + 戽式消力池联合消能工。表孔的闸墩厚 4 m, 中间三孔采用收缩比为 0.45 的 Y 型宽尾墩。左右两侧边孔为收缩比 0.50 的不对称 Y 型宽尾墩。大朝山水电站设计洪水为五百年一遇 $18\,200\text{ m}^3/\text{s}$, 该工况表孔泄量为 $9\,790\text{ m}^3/\text{s}$, 单宽流量 $113.8\text{ m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ 。校核洪水为五千年一遇 $23\,800\text{ m}^3/\text{s}$, 表孔泄量 $16\,646\text{ m}^3/\text{s}$, 单宽流量 $193.6\text{ m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ 。

工程建成后, 2002 年 6 月 20 日对表孔泄水建筑物进行了泄洪消能原型观测^[16]。观测库水位为设计水位 899.0 m (相当于 500 年一遇洪水位)。此时, 堰顶以上水头为 17.0 m, 3 号表孔全开的单孔泄量为 $2\,000\text{ m}^3/\text{s}$, 过堰单宽流量 $143\text{ m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$, 上下游水位落差接近 70 m, 观测时最大总泄量为 $6\,173\text{ m}^3/\text{s}$ 。该表孔单孔泄量、单宽流量和泄流规模, 在当时国内外同类原型观测中非常少。

(1) 台阶沿程设置四个流速分布观测成果表明, 在 15# 和 30# 台阶之间的 15 m 落差范围内, 距底部 12 cm 测点流速值沿程呈加大趋势, 从 27.5 m/s 增加至 29.0 m/s ; 而靠近斜面底部 3 cm 和 8 cm 测点流速值却无明显增大趋势, 基本都在 22 m/s 附近变化。该测试结果说明宽尾墩底缘水流分散掺气, 紊动剧烈, 受台阶扰动消能作用, 水头损失加大, 故而水流不会像清水自由跌落那样沿程加速。

(2) 四个台阶面上掺气浓度测试结果表明, 掺气浓度值很高且沿程大幅度增加, 从第 15 # 台阶的 35.5% 到 26 # 台阶增至 65.1%, 即水舌底缘水流分散掺气程度沿程加剧, 到 30# 台阶时, 由于水流进入下游水垫, 流速减小同时, 压强升高, 掺气浓度又有所降低, 大约为 39.8%。

(3) 台阶水平面距离边缘 28 cm 的压强测点测试结果表明, 呈大小相间的变化, 最大值超过 100 kPa, 最小值接近零压, 脉动均方根最大值与时均值接近。由于测点距边缘比模型的 15 cm 大, 因此最大时均压强值比模型试验测试值小一些^[17]。

1.5 X 型宽尾墩 + 台阶坝面 + 消力池联合消能技术

宽尾墩虽然通过前面四个阶段的应用与发展研究, 解决了深尾水、台阶面大单宽过流等消能问题, 但已建工程泄洪运行结果分析发现, 传统宽尾墩在应用中还存在一些问题^[18-19]。第一, 传统宽尾墩只适应大单宽高尾水的泄洪, 当尾水深度较小或水库高水位单孔开启时, 大单宽泄洪可能会出现消力池底板脉动压强急剧上升, 甚至破坏消力池底板结构稳定的问题; 第二, 小流量泄洪时, 难以形成纵向拉开的宽尾墩水舌, 水流成一集中水股砸向坝面, 坝面承受的冲击压强急剧增加, 严重时, 坝面被砸出小坑, 小坑在大洪水泄洪时可能会发生坝面空蚀破坏问题。针对传统宽尾墩存在问题, 乌江索风营工程在试验研究中推出了 X 型宽尾墩消能技术。

索风营水电站位于贵州省黔西县、修文县交界的六广河段, 是乌江干流第二个梯级电站, 工程枢纽由碾压混凝土重力坝、坝顶五个泄水表孔及引水发

电系统组成,最大坝高 121.84 m,枢纽控制流域面积为 21 862 km²,电站装机总容量 600 MW。泄洪消能原设计采用 5 个表孔宽尾墩 + 台阶坝面 + 消力池的联合消能形式,其堰顶高程为 820.00 m,采用 WES 堰面,下接 1:0.7 的台阶式斜坡,共 38 个台阶,台阶尺寸为 0.84 m × 1.20 m(宽 × 高),台阶后接中心线 99 m 长的消力池。表孔孔口尺寸为 13 m × 17 m(宽 × 高),5 孔校核洪水位总泄量 15 956 m³/s,过堰单宽流量最高达 243 m³/(s · m)。

经过整体、断面、减压等系列模型试验研究^[19-21],首次推出了 5 个表孔 X 型宽尾墩 + 台阶坝面 + 消力池的联合消能形式,其中 X 型宽尾墩是常规 Y 型宽尾墩靠近坝面处切口而形成,由于宽尾墩过水断面形状与字母 X 非常相像,故称其为 X 型宽尾墩。索风营工程宽尾墩上部面仍保持与 Y 型宽尾墩相同的三角形面,下部切口也成三角形,体型如图 3 所示。当下泄流量小于下部开口过流能力时,水流全部沿坝面以二元流形式下泄,宽尾墩不起作用,当下泄流量大于下部开口过流能力时,一部分沿台阶坝面下泄,超过下开口过流能力部分,受宽尾墩横向约束,形成一股窄而高的水舌,以收缩射流形式下泄。经过试验优化调整,最后确定下部开口最小高度为 1.8 m,台阶坝面通过的单宽泄量大约为 30 m³/(s · m) ~ 40 m³/(s · m)。堰面末端设置 0.256 m 高的掺气坎,通过闸墩后无水,向近坝面水流底部通气。

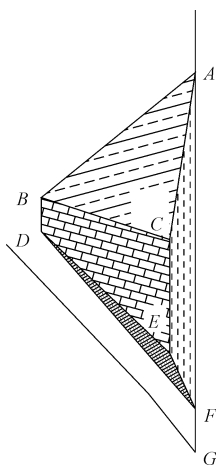


图 3 X 型宽尾墩示意图

考虑到 X 型宽尾墩体型相对于传统宽尾墩复杂,先后进行了多个模型的试验研究:(1) 首先通过减压模型试验,对其空化情况进行了分析。得到下开口面初生空化数小于 0.3,但 X 型宽尾墩体型各工况水流空化数均大于 0.3,即 X 型宽尾墩体型空

化性能良好;(2) 在断面模型上,对台阶近底部水流掺气浓度进行了测试。测试结果表明,由于模型水流的流速只有 3 m/s ~ 4 m/s,远不足 7 m/s,参考文献[7-8]模型与原型水流掺气浓度之差别,估算原型水流掺气浓度应该在 5% 以上,这一掺气浓度值基本可以满足台阶面水流掺气减蚀的要求,即原型台阶面不会发生空蚀破坏;(3) 在下游不控制尾水条件下,分别对 X、Y 型宽尾墩在设计洪水时在消力池底板所形成的冲击压强进行测试,分析结果表明,由于 X 型宽尾墩下部过流为上部过流提供了一定的水垫作用,所以其冲击压强比 Y 型宽尾墩小,特别是消力池前 30 m 范围内差别比较明显,最大冲击压强减小幅度达到 30%,即 X 型宽尾墩的使用可以减小消力池底板所承受的冲击压强。

2005 年索风营工程在 X 型宽尾墩消能体型未完全形成的施工期,表孔下泄流量超过 1 000 m³/s,施工完成后的 2007 年 7 月底到 8 月上旬,表孔 3 号孔在库水位 837 m 时单独全开泄洪约 2 400 m³/s,随后又进行了 2 号、4 号孔 1/2 开度以及 1 号、3 号、5 号孔同时 1/2 开度等不同流量组合的泄洪。停水后对 X 型宽尾墩、台阶面与消力池底板等部位进行检查,均完好无损。截止 2017 年底,索风营工程先后经历了多次最大接近 5 000 m³/s 的泄洪考验,泄洪建筑物运行均为正常。

1.6 X 型宽尾墩 + 台阶坝面 + 戽式消力池联合消能技术

由于 X 型宽尾墩是在传统宽尾墩基础上发展而来,又继承了传统宽尾墩的一些优点,因此当下游河道水深达到一定条件时,X 型宽尾墩 + 台阶坝面 + 戽式消力池联合消能技术也得到了一定程度的发展与应用,第一个采用该消能形式的工程就是乌江思林水电站,而且借助该工程试验研究成果,对 X 型宽尾墩体型也做了进一步优化与发展^[22]。

思林水电站位于贵州省思南县,是乌江干流第五个梯级电站。受工程枢纽布置条件限制,泄洪消能系统采用表孔 X 型宽尾墩 + 台阶坝面 + 戽式消力池的联合泄洪消能方式。电站装机容量 1 000 MW,堰顶高程为 418.50 m,水库正常蓄水位 440.00 m,对应下泄流量 19 400 m³/s,设计库水位 444.83 m,对应下泄流量 25 737 m³/s,校核库水位 449.27 m,对应下泄流量 32 922 m³/s。表孔堰面泄流总宽度 91 m,三个特征水位过堰单宽泄流量都比较大,分别为 213 m³/(s · m)、283 m³/(s · m) 和 362 m³/(s · m),特别是校核水位单宽泄量超过 360 m³/(s

·m),在已建同类工程单宽泄量中,堪称为世界之最。如果以此单宽流量计算消力池长度,普通消力池需要 180 m 以上,而原设计消力池全部长度不足 65 m,且消力池尾坎后紧接电站尾水渠。如此紧密布置形式,对泄洪消能提出了比较严格的要求。第一,消力池长度不能增加,消能还必须充分;第二,池后水面波动必须非常小,满足电站正常运行的需要;第三,消力池底板冲击压强与脉动压强必须满足安全要求。

正是基于上述要求,通过整体、断面等系列模型试验研究,对 X 型宽尾墩进行了发展创新之后提出了新型 X 型宽尾墩,即在一般 X 型宽尾墩基础上,下部体型不变,顶部斜三角平面转化为椭圆锥或圆锥曲面,另外宽尾墩末端总高度相对于一般宽尾墩要适当减小。试验研究分析发现,当工程总泄量不大于 $3\ 400\ \text{m}^3/\text{s}$ 、即单宽泄量不超过 $37\ \text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})\sim 40\ \text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ 时,水流基本通过 X 型宽尾墩底部开口,紧贴坝面横向展开通过,这一分流比是根据台阶面安全过流最大单宽泄量而定;当泄量大于 $3\ 400\ \text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ 时,底部开口通过的泄量基本稳定在 $3\ 400\ \text{m}^3/\text{s}$ 左右。当库水位达到设计水位 444.83 m 时,顶部挑流水舌流量约占总泄量的 40% 左右,到校核水位 449.27 m 时,顶部泄量占总泄量的 50% 左右,即利用消力池深尾水、挑流水舌入水后消能率高的特点,接纳了总泄量的一半水流,各方面优势均得到了集中使用,水舌流态示意如图 4 所示。无论是电站尾水渠附近的水面涌浪高度、消力池底板脉动压强、还是总体消能率既满足了戽池消能需求,也比常规 X 型宽尾墩体型要好一些。

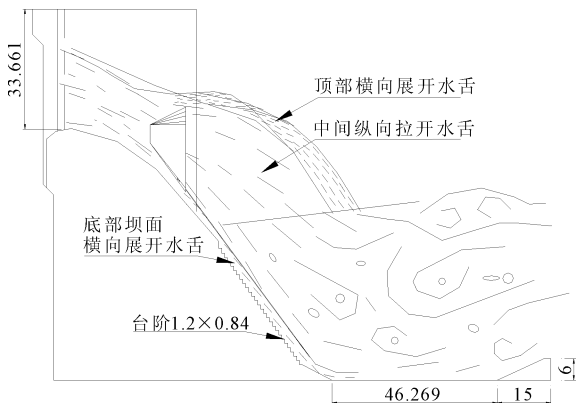


图 4 思林水电站水流流态示意图(单位:m)

2009 年首台机组发电至今,工程已安全运行十多年,期间最大泄洪流量超过 $7\ 000\ \text{m}^3/\text{s}$,多次汛后水下检查发现,泄洪建筑物运行一直比较良好,下游

河道基本无多少冲刷现象发生。

2 宽尾墩消能技术研究发展

2.1 传统宽尾墩体型研究

根据文献[23]要求,传统 Y 型宽尾墩体型设计应满足不影响泄流能力和水流掺气,同时不妨碍弧门铰支座的要求。针对图 5 所示传统 Y 型宽尾墩,刘永川通过系列资料研究分析发现^[7],其体型可由以下四个基本参数表示。

$$\text{收缩比: } \beta = \frac{b}{W} \quad (1)$$

$$\text{尾部折射角: } \theta = \arctg\left(\frac{W-b}{2L}\right) \quad (2)$$

$$\text{宽尾墩始扩点位置参数: } \xi_1 = \frac{x}{H_d} \quad \xi_2 = \frac{y}{H_d} \quad (3)$$

$$\text{来流相对临界水深: } h_k = \frac{q^{2/3}}{g^{1/3}H} \quad (4)$$

式中: W 为闸室过流宽度; b 为宽尾墩收缩后的过流宽度; L 为宽尾墩纵向水平投影长度; x 、 y 分别为宽尾墩始扩点 B 相对于堰顶的坐标位置。研究发现,收缩比 β 合理的取值范围为 $0.4\sim 0.7$, 如果 $\beta > 0.7$, 消能率降低,冲刷加剧,若 $\beta < 0.4$, 水舌虽薄但落点不一定很远。 β 取值并不能用一个固定的解析式表示,对某一具体工程条件而言,一般都在一定范围之内。而且比较合理的 β 取值应满足以下原则:不影响泄流能力,闸室水面较低,消能率较高,下游河道消能防冲效果较好。建议 θ 取值在 $18^\circ\sim 26^\circ$ 之间。 ξ_1 与 ξ_2 取值应以不影响泄流能力为原则,建议 $\xi_1 > 0.85$, $\xi_2 > 0.37$ 。

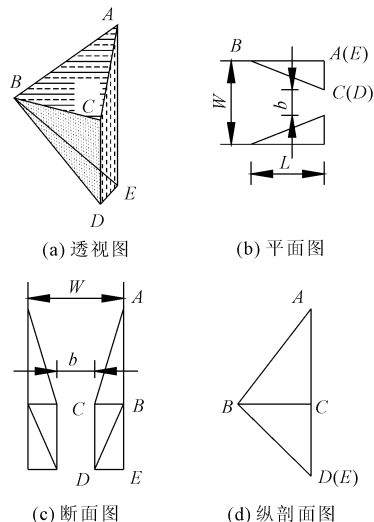


图 5 传统宽尾墩详图

2.2 X型宽尾墩体型研究

大量研究发现,X型宽尾墩体型及其在堰面上相对位置主要根据以下原则确定:第一,X型宽尾墩不能对堰面的过流能力产生太大影响;第二,X型宽尾墩在台阶坝面所形成的纵向拉开水舌要适应不同下泄流量范围与消力池消能要求;第三,X型宽尾墩底部体型及开口高度要满足台阶面消能,以及台阶面与宽尾墩本身防空蚀破坏要求。对如图6所示X型宽尾墩体型进行划分后发现,上述三条原则其实就是对X型宽尾墩体型上、中、下三部分设计原则的具体要求。其中第一条对上部顶面 ABC 的设计提出了要求;第二条对 $BCED$ 面的设计提出了要求;第三条对 DEF 面及 DEF 面与堰面上的 G 点之间的位置关系提出了具体要求^[24-25]。对各体型位置分析如下。

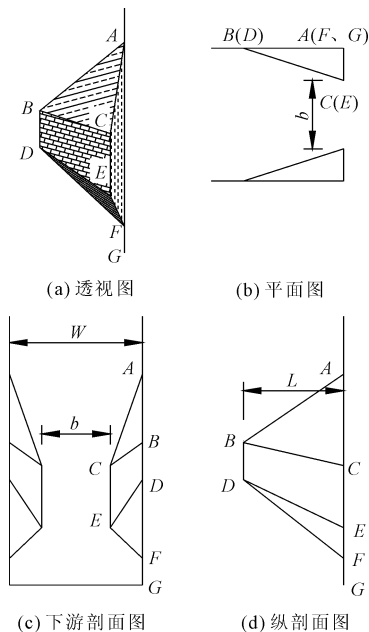


图6 X型宽尾墩详图

(1) 顶扩面 ABC 。首先借助索风营水电站模型试验对 ABC 面进行详细分析后发现:最后确定 B 点低于堰顶约7.23 m,对参数 ξ_1 与 ξ_2 取值进行计算, $\xi_1 = 1.01, \xi_2 = 0.36$,基本符合文献[7]对传统Y型宽尾墩要求,因此一般情况下,对于X型宽尾墩而言, B 点取值可参考传统Y型宽尾墩 $\xi_1 > 0.85, \xi_2 > 0.37$ 的要求选取。

有些工程设计为了满足 $\xi_1 > 0.85, \xi_2 > 0.37$ 的取值要求,致使 B, D 点高差缩小到不足5 m,X型宽尾墩下开口 DEF 面的存在,也使 D 点与 B 点之间的高差进一步被缩短,因此为了便于施工,体型简

单,可将 B 点与 D 点直接合并为一点,索风营工程X型宽尾墩就采用这种设计。

有些工程,堰上水头比较高,如 $H > 26$ m,则 B 点位置并不能满足 $\xi_1 > 0.85, \xi_2 > 0.37$ 的要求,出现 B 点与堰顶同高程、或高于堰顶的现象。思林水电站表孔堰上最大水头30.77 m,设计工况时堰上水头26.33 m,就属于这一类,其体型设计前文已经说明,此处不再赘述。

(2) 中部 $BCED$ 面。中部 $BCED$ 面决定X型宽尾墩水舌纵向拉开效果,通过对使用传统Y型宽尾墩与X型宽尾墩的多个代表性工程体型参数进行汇总发现。已建工程宽尾墩收缩比 β 和折射角 θ 的取值与文献[7]的要求并不完全一致。首先对所列工程堰上水头进行分类可以发现,除五强溪工程外,一般工程堰上水头较低时,收缩比 β 都比较小,折射角 θ 也比较小,当堰上水头较高时,收缩比 β 增加,折射角 θ 也增加,即低水头小折射角、大收缩,高水头大折射角、小收缩。当X型宽尾墩有比较特殊的使用方式时,宽尾墩的收缩比也不一定遵循上述规律。如思林工程中,由于堰上水头比较高,而消力池又比较短,使用X型宽尾墩对水流进行横向收缩同时,还必须使高水头部分水流横向展开以挑流形式抛出,所以X型宽尾墩并没有按照常规体型要求进行设计。

统计发现已建工程所有宽尾墩收缩比范围为 $0.33 < \beta < 0.53$,与文献[7]所建议的 $0.4 < \beta < 0.7$ 范围不同,普遍偏小。折射角范围为 $16.26^\circ < \theta < 21.8^\circ$,与文献[7]建议范围 $18^\circ < \theta < 26^\circ$ 也有所不同,普遍偏小。出现这一差别的主要原因在于研究工程实际情况的范围不相同,此处是针对不同工程实际情况进行总结,而文献[7]基本是通过安康水电站一个工程模型试验进行总结,即试验所能提供的工程条件非常有限,因此总结就不是非常准确。韩立分析了使用宽尾墩的部分工程资料^[23],提出一个 β, θ 与工程基本条件之间的经验关系式如下:

$$\beta = 0.2 \frac{H_d}{Z_a \text{tg}\theta} - 0.06 \quad (5)$$

式中: H_d 为堰面设计定型水头,m; Z_a 为堰顶与尾墩末端断面在堰面点(图5中 D, E 点)之间的高差,m。由于 H_d 一般随工程而定,而 Z_a 又确定了宽尾墩在堰面上的位置,所以这一规律基本反映了 β, θ 与工程基本条件之间的关系。上述分析中所建议的 β, θ 两个参数取值范围虽然都比较大,但根据工程实际条件,利用经验公式(5)所确定的取值范围却很小,

比较适合一般工程初拟体型选择使用。

(3) 底部 *DEF* 面与堰面关系。*DEF* 面与堰面关系一方面决定台阶面全断面过流量的大小,另一方面也决定该过流面压强的分布规律。由于 *DEF* 面附近水流流速一般至少在 20 m/s 以上,所以压强大小在一定程度也决定该处水流空化特性。试验测试研究发现,当 *E* 点与堰面距离不大于 3.5 m 时,下游台阶面单宽过流量不会大于 $40 \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$;结合文献[13]研究结果,对于高度大约为 1 m 的台阶而言,当台阶面过流量不超过 $30 \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m}) \sim 40 \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$,台阶面的消能率一般都在 60% 以上。

索风营与思林两个工程的试验结果表明,当 *DE* 线与堰面成收缩式夹角时,*DEF* 面不会有负压出现,当 *DE* 线与堰面平行或成扩散式夹角时,*DEF* 面可能出现负压,且负压随扩散角增加而增大。当 *DEF* 面出现负压时,一般情况下,越靠近 *E* 点,负压越大。因此,*DE* 线与堰面应尽量成收缩式夹角方式布置。为了实现收缩式夹角布置方式,一方面要考虑宽尾墩中 *DE* 线布置尺寸,另一方面,对于下游坝面为台阶过流面的工程而言,也要考虑堰面末端掺气设施。

(4) 堰面末端掺气设施。工程原型与试验资料研究发现^[24,26]:台阶面初始段有不少于 6 个台阶脱空空腔为台阶面补气时,台阶面一般不会发生空蚀破坏。因此对台阶过流面而言,应在堰面末端或台阶坝面之前设置掺气坎,以保证台阶面初始段形成不少于 6 个台阶脱空空腔的要求。堰面末端掺气坎设置方式一般有两种:第一种是在原堰面上增加某一坡比的挑坎进行掺气,第二种是在堰面与下游台阶面之间形成一跌坎进行掺气。第一种坎被称为掺气挑坎,第二种方式被称之为掺气跌坎。掺气挑坎是通过堰面末端加设切线或向上折起的折线方式形成,如果是切线,则挑坎下的堰面一般与台阶面上凸点连线为相切关系,如果是折线,则折线坡比一般小于堰面切线坡比。这种方式多用于堰面末端高于台阶面上凸点连线、或堰面末端与台阶面上凸点连线相切的台阶面布置形式;而掺气跌坎是通过降低台阶面或改变台阶初始段坡比的方式形成,堰面末端断面处,台阶上凸点连线一般比堰面末端低 1 m 左右。

大量试验与原型资料已经表明:对于坡比为 1:0.7 的台阶面而言,台阶高度 0.90 m ~ 1.20 m 时,采用掺气挑坎时,坎高只需 0.25 m ~ 0.30 m,采用跌坎时,坎高则需 0.80 m ~ 1.00 m;对于坡比为

1:0.75 的台阶面而言,台阶高度 0.90 m ~ 1.20 m 时,采用掺气挑坎时,坎高需要 0.45 m ~ 0.60 m,采用跌坎时,坎高则需 1.00 m ~ 1.10 m。

2.3 与宽尾墩联合应用的坝面水力特性研究

对于传统宽尾墩与光滑溢流坝面联合使用而言,其坝面水力特性与一般泄槽基本相同,因此其坝面水力特性只要满足普通泄槽体型要求即可,也没什么特殊要求。但对与宽尾墩联合使用的台阶坝面而言,由于过流面属于一种凹凸不平的布置形式,因此其体型必需满足台阶面大单宽过流的高速水流过流要求。围绕这一问题,多位学者先后进行了台阶面水流的流态分区、水流压强特性、流速特性、掺气特性等多方面研究,下面分别予以总结分析。

(1) 水流流态研究。一般把台阶溢流坝面的水流流态可大致分为跌落水流与滑行水流两种流态。两种流态的形成一般是由台阶形状、尺寸及单宽流量决定。在相对较小的单宽流量,水深较低时,台阶面会产生跌落水流,同时水流逐级跌落后会在下一级台阶产生完全或部分发育的水跃。当下泄单宽流量增加,或台阶的高宽比增大时,跌落水流也会逐渐转变为滑行水流。一般跌落水流转变为滑行水流的过渡过程是渐变并且连续的,在一定的单宽流量下,可能同时产生跌落水流与滑行水流,二者随着时间与位置的变化而变化。

通过对与 X 型宽尾墩联合使用的台阶面水流深度研究发现,在滑行水流流态下,部分水流在虚拟底板上滑行^[27],同时也会因与台阶内的旋滚水流之间产生强烈紊动动量交换而减速,由于水流的紊动强度增大,水流的自掺气强度也同样增大。杨钊等通过对与 X 型宽尾墩联合使用的台阶面水流进一步的分区研究发现^[28],一般滑移流水流又可分为旋滚区、主流区及过渡区。针对台阶内水流旋滚区而言,断面压强的极大值点是过渡区与主流区滑行水流的边界,同一台阶铅直面上水流交汇点与水平面的水流分离点之间连线是过渡区与旋滚区分界线。位于旋滚区水流与主流区滑行水流之间的区域为过渡区。随着单宽流量的变化,过渡区厚度沿程基本保持不变。

(2) 压强分布研究。通过与不同类型宽尾墩联合使用的坝面坡比分别为 1:0.70、1:0.75、1:0.80,台阶高度分别为 0.90 m、1.00 m、1.20 m 等不同形式的台阶凹面内部压强分布规律试验研究发现^[29],和宽尾墩联合使用的台阶面内部压强分布规律,与无宽尾墩的台阶面内部压强分布规律不同^[30-31],对

大单宽流量而言,有宽尾墩时,台阶水平面压强极大值一般出现在台阶的外边缘处,垂直面极小值一般出现在顶面附近。台阶水平面总体压强分布规律也与堰面使用的宽尾墩类型有关,使用Y型宽尾墩时呈现比较明显的锯齿状分布,无墩时比较平缓,使用X型宽尾墩时压强分布处于二者之间;台阶面坡比对台阶水平面压强有一定影响,台阶高度对此无影响,且台阶面最大压强值与堰上水头比较接近。台阶垂直面最小压强基本在 $-20\text{ kPa} \sim 50\text{ kPa}$ 之间变化,变化范围也与堰面使用宽尾墩类型有关,受台阶高度、坡比影响也很小。使用Y型宽尾墩时,垂直面总体压强值比X型宽尾墩小,但最小值也不超过 -20 kPa 。

通过进一步大尺度模型试验与数值分析研究发现^[28],对于与X型宽尾墩联合使用的台阶面水流而言,受台阶凸角绕流影响,在台阶铅直面相对高度 $y/h=0.9$ 附近出现负压,经过凸角后沿铅直面向下流动,并与旋滚区沿铅直面向上流动的水流交汇,形成铅直面相对高度 $y/h=0.7$ 附近压强增大现象,该点为水流交汇点。水平面相对宽度 $x/b=0.7$ 处水流冲击壁面产生较大压强,该点为水流分离点。分离点与交汇点连线为台阶凹角内旋滚水流的边界。

(3) 流速分布研究。采用上述压强分布研究相同的试验条件研究发现^[32],与宽尾墩联合使用的台阶面水流近底流速分布,主要与下游尾水深度及堰面采用的宽尾墩类型有关,受台阶面坡比及台阶高度的影响很小,台阶在水下深度越大,其近底流速越小,如果没有尾水的影响,台阶面近底流速沿程基本不变。堰面使用Y型宽尾墩时,台阶面近底流速相对大一些,堰面无宽尾墩时,近底流速较小,堰面采用X型宽尾墩时,近底流速处于二者中间。通过与原型资料的类比分析发现,与Y型宽尾墩联合使用的台阶面水流,在距离台阶面 3 cm 处,流速最大值大约为 $21.5\text{ m/s} \sim 23.5\text{ m/s}$,与X型宽尾墩联合使用时,该处流速最大值大约为 $19.5\text{ m/s} \sim 21.0\text{ m/s}$,无墩时大约为 $16\text{ m/s} \sim 19\text{ m/s}$ 。

同样通过大尺度模型试验与数值分析研究发现^[28],对于与X型宽尾墩联合使用的台阶面水流,堰上水头 19 m 时,虚拟底板处的水流受台阶扰动,流速值沿程基本在 $15\text{ m/s} \sim 25\text{ m/s}$ 之间波动,平均流速为 19.9 m/s ,比原型观测中距虚拟底板 3 cm 处的平均流速 22.0 m/s 略小一些。距虚拟底板 5 cm 处的沿程流速分布平均值为 25.3 m/s ,比原型观测中 8 cm 处流速值 26.0 m/s 略小一些。距离虚拟底

板 10 cm 时的沿程流速分布平均值为 27 m/s ,而距虚拟底板 15 cm 处时,虽然平均流速为 28.5 m/s ,但流速沿程却在不断增大。综合研究结果发现,水流距离虚拟底板越近时,平均流速值越小,并且水流受台阶扰动越强,流速在短距离内波动越大,但距虚拟底板距离分别为 0 cm 、 5 cm 、 10 cm 时,流速值基本在平均值附近波动,而距虚拟底板距离超过 15 cm 时则流速沿程增大。

该结果说明水流在X型宽尾墩及台阶的共同作用下,台阶近底一定范围内存在一水气混合过渡层,在过渡层内水流紊动形成的消能作用大,可使流速沿程保持不增加,在过渡层以外,台阶旋滚作用弱化,流速沿程增加。

(4) 掺气分布研究。受掺气浓度测试仪器及数学模型参数设置等方面影响,与宽尾墩联合使用的台阶溢流面大单宽流量泄洪时,台阶面近底掺气浓度研究成果不够全面,但系列模型试验研究发现了一些规律^[33]。第一,台阶面近底掺气浓度分布规律随台阶高度变化不明显,在坡比为 $1:0.70$ 时变化也不明显,而坡比为 $1:0.75$ 时,沿程有减小的趋势;第二,随堰上水头的增加掺气浓度不断增加,堰面使用不同宽尾墩时,掺气坎高度对掺气浓度沿程变化影响也不相同;第三,在溢流面初始段有 $6 \sim 8$ 个台阶脱空的空腔为台阶溢流面补气时,堰面采用Y型宽尾墩,台阶溢流面掺气浓度最大,无墩时,掺气浓度最小,使用X型宽尾墩时,掺气浓度分布处于二者之间,与原型资料深入对比分析发现,堰面采用Y型宽尾墩和X型宽尾墩时,原型台阶溢流面掺气量均可满足掺气减蚀的需要,而无墩时,掺气量不能满足减蚀需要,因此原型会出现空蚀破坏。

2.4 与宽尾墩联合应用的消力池研究

为了对与宽尾墩联合应用的消力池体型进行确定,首先必须对该消力池水流特性进行研究,再根据水流特性,结合消力池水流与下游河道水流衔接需求确定消力池合适体型形式。下面分别对相关问题的研究成果进行总结分析。

(1) 宽尾墩三元水跃特性研究^[34]。前面工程研究表明,宽尾墩消能形式水流以一横轴、两纵轴、两立轴的三轴形式漩滚,也被称为三元水跃,如图7所示。将三元水跃与一般二元水跃形成及发展机理进行比较可以看出^[35],三元水跃虽有比较明显的跃后水深,但空中水舌的存在,使跃前水深很难准确估算,因此其理论求解的难度比较大。虽然文献[36-37]等借助理论推导与试验资料分析,各自给出

了不同宽尾墩体型三元水跃理论求解方法,但求解过程均比较复杂,对一般工程设计人员而言,直接应用有一定难度。试验观察发现,如果以所谓正常水跃基础上略带一点淹没的状态为宽尾墩临界三元水跃,则其跃后水深与二元水跃跃后水深就比较接近,水跃长度也与二元水跃跃长存在一定相关关系,因此可借助此相关关系,形成宽尾墩三元水跃简单经验的估算求解方法。

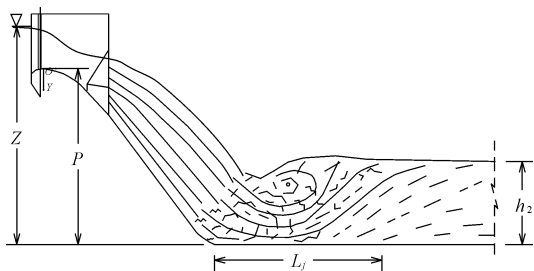


图 7 宽尾墩三元水跃流态示意图

首先针对临界三元水跃形态,设定三个无量纲参数^[38]:流能比 K 、宽尾墩三元水跃的特征跃长 L_j 及特征跃高 H_j ,三个无量纲参数计算公式分别如下:

$$K = \frac{q}{\sqrt{gZ}^{1.5}} \quad (6)$$

$$L_j = \frac{L_j}{P} \quad (7)$$

$$H_j = \frac{4h_2}{P} \quad (8)$$

式中: q 为消力池水流单宽流量, $\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$; Z 为消力池底板以上的总水头, m ; P 为堰顶与消力池底板之间的高差, m ; h_2 为跃高, m ; L_j 为水跃长度, m 。

不同台阶面及不同类型宽尾墩体型系列试验资料测试研究发现:

① 流能比较小时,一般过流面单宽流量较小,受台阶面消能作用影响,台阶面与光滑坝面跃高差别比较明显。但随着单宽流量增加,流能比不断增大,台阶面消能作用逐渐减弱,跃高差值也越来越小,当流能比超过 0.55 时,差值已不足 5%,若按 30 m 跃高估算,差值还不足 1.5 m。因此对于大单宽泄洪建筑物而言,可得到台阶坝面与光滑坝面二元水跃跃高基本相同^[39]。

② 虽然不同坝高、有无宽尾墩及不同宽尾墩体型差异比较大,来流差异也比较大,但特征跃高随流能比的变化却比较规律,在试验测试范围内,基本呈线性分布,因此可将特征跃高与流能比关系回归为

一直线关系式:

$$H_j = 24.41K + 0.38 \quad (9)$$

③ 虽然二元与三元水跃特征跃长不同,但两种特征跃长均随流能比的变化呈显线性变化,对其拟合可得二元与三元特征跃长关系式分别为:

$$L_{j1} = 44.02K + 0.16 \quad (10)$$

$$L_{j2} = 17.51K + 0.34 \quad (11)$$

式(10)为二元水跃特征跃长计算式,式(11)为三元水跃特征跃长计算式。进一步分析发现,流能比为 0.04 时,三元水跃跃长为二元水跃跃长的 54.1%,流能比为 0.05 时,三元水跃跃长为二元水跃跃长的 51.5%,流能比为 0.06 时,大约为 49.6%,流能比为 0.07 时,大约为 48.3%。即相对于二元水跃跃长而言,随着流能比的增加,三元水跃跃长在不断减小,且减小的幅度还不断增加。对于总水头为百米级的溢流坝,其流能比值基本在 0.05~0.06 之间,此时,三元水跃跃长仅为二元水跃跃长的 50% 左右,这一结果与现有已建工程资料结论是一致的。

(2) 消力池三元水跃水流压强特性研究^[40]

① 根据宽尾墩水流作用于消力池底板的时均压强变化规律,可将消力池时均压强作用范围分为三个区,即冲击区、跳跃区和恢复过渡区。

所谓冲击区就是宽尾墩水舌直接冲击的区域,试验观测发现,该区域时均压强一般都比较高,但如果增加尾水深度,则水垫层紊动缓冲作用也会增加,静压就会随之上升,动水压强随之减小,反之尾水深度减小到极限状态,也就是无尾水试验条件,底板将承受全水头的动水压强冲击作用;跳跃区是冲击区之后压强急剧减小的区域。该区域时均压强一般随冲击区动水压强变化而变化,但方向相反,即冲击区动水压强越大,这一区域时均压强越小,冲击区动水压强越小,这一区域时均压强越大,有些工程特殊运行工况时,由于下游相对水垫深度非常小,跳跃区可能还会出现接近零压的小压强;跳跃区之后就是恢复过渡区,在这一区域,水流与下游河道实现过渡衔接,水深会逐渐向跃后共轭水深变化,快速增加同时,时均压强中静压所占比例也快速上升,但恢复的程度与消力池消能率及下游河道水深却密切相关,即河道水深大或消力池消能率比较高时,压强快速恢复,水流完成过渡,否则恢复过程所需距离就很长,甚至延续至消力池下游的河道中。

② 脉动压强是表征水流紊动特性的一个重要

参数,其大小直接影响消力池底板荷载的变化情况。虽然溢洪道设计规范^[41]给出了一个利用收缩断面平均流速计算脉动压强的建议方法。但研究发现,由于宽尾墩三元水跃在主水跃两侧多了部分附加动量转换的水跃紊动,因此该式并不适合,只能通过试验测试分析确定。

深度研究发现,相对于传统Y型宽尾墩而言,X型宽尾墩下部过流为水舌提供了一层动水水垫,因而冲击区脉动压强有所减小,减小幅度大约10%~30%,离开水舌冲击区,脉动压强基本趋于相同;尾水深度的变化,对脉动压强影响比较明显。当尾水深度与跃后共轭水舌接近时,其小幅度变化对脉动压强影响比较大,当尾水深度大于跃后共轭水舌一定幅度后,其影响相对就会小一些;池长相同时,随着尾坎高度的增加,脉动压强会有所减小,但尾坎体型与高度相同时,满足跃长条件下,消力池池长较短的水流脉动压强相对较长的消力池也会有一定幅度减小。

(3) 消力池体型研究

① 虽然通过前面宽尾墩三元水跃特性变化规律可以计算消力池池长与池深^[40],但如果定义实际下游消力池水深 h_1 与宽尾墩三元水跃计算跃高 h_2 之比 h_1/h_2 为跃后水深比,则对已建工程统计发现,无论消力池采用什么形式,跃后水深比 h_1/h_2 均大于1,即实际跃后水深均比计算水跃跃高大。为了对其做进一步分析,将跃后水深比随前文定义的水流流能比 K 的变化规律进行直线回归后分析发现,其相关性并不是很好,相关系数大约为0.77。但可以将其定义为条带式的分布区域,则控制其分布的两条直线关系式为:

$$\frac{h_1}{h_2} = -5.6k + 1.6 \pm 0.16 \quad (12)$$

深度分析发现,一般戽式消力池池长 L 都比跃长 L_j 小,最长的大约为跃长 L_j 的0.5倍,最小的大朝山工程只有0.23倍,而普通消力池一般都比较长,接近或超过 L_j 。戽式消力池与普通消力池长度其所以出现较大差别的主要原因在于,戽式消力池利用宽尾墩三元水跃漩滚消能的同时,池末端斜坡式尾坎可将水跃消能后的部分紊动导向水面,如果下游水深比较大,出池后,紊动在很短范围内就会结束,水深小,则紊动以水流波浪的形式传向下游水面,但仍可以保证河床不被冲刷,因而戽池短一些;而普通消力池是完全利用三元水跃在消力池内漩滚消能,池中必须有足够的消能水体,因而消力池要长一些。

② 对目前工程中已经出现的与宽尾墩联合使用的消力池体型进行总结,可分为三类:第一类为传统消力池布置形式,第二类为戽式消力池布置形式,第三类为跌坎式消力池布置形式^[42]。对几种消力池体型布置形式研究发现,虽然这几种体型解决了目前工程泄洪消能中存在的一些问题,但每种体型优、缺点仍然比较突出。

传统消力池布置形式虽然利用宽尾墩三元水跃消能原理取得了较好的消能效果,但消力池长度与深度的要求比较严格;戽式消力池布置形式虽然将宽尾墩三元水跃与戽流消能原理进行了有机的结合,相对于传统消力池布置形式,消力池长度得以大幅度减小,但消力池水垫深度要求则更加严格;且两种消力池均有一个共同局限性,即上下游水位差不能太大,否则消力池临底流速与脉动压强可能偏大。有些工程通过在坝面与池底板连接的反弧末端位置,采用池底板下降一定距离形成垂直跌坎的跌坎消力池布置形式,在跌坎下游形成一反向旋滚底流部分,既减小了池底板水流的临底流速,又减缓了宽尾墩水舌对底板的直接冲击作用力,但跌坎高度对水流流态比较敏感,同时体型布置增加工程量同时,也为枢纽布置增加了难度^[42-47]。

鲁地拉与阿海工程结合试验研究结果提出了一种嵌槽式消力池体型布置方式,即相对传统消力池而言,坝脚与池底板采用两个小圆弧进行连接,与坝脚相切连接的上游圆弧半径 $R=10.0\text{ m}$,为了减小小挑坎的挑角角度,与消力池底板连接的下游圆弧半径略有增加, $R=15.0\text{ m}$,两个圆弧在最低点相切连接,切点处高程比消力池底板降低 1.0 m 。从图8流态纵剖面图中可以看出两个反弧似乎为镶嵌于消力池底板之上的一个小槽,因此称其为“嵌槽”,嵌槽与尾坎联合构成嵌槽式消力池布置形式。试验观察发现,采用嵌槽式消力池后,水流经过消力池底部嵌槽的导向,近底水流沿着大反弧的挑角方向,出现一个向上的分速度,近底部水流的旋滚部分上移,使原来平行于底板的动水垫具有了向上的动量分量,动水垫利用这部分动量与宽尾墩下压的冲击水舌相撞。由于宽尾墩水舌所具有的向下动量远大于动水垫向上的动量分量,碰撞的结果使水流大部分动能仍沿底部流动,只有很小一部分改变方向,但这一很小部分的作用却使近底水流的速度得到减小。试验测试发现消力池近底水流流速减小幅度平均在15%~30%之间,脉动压强的分析结果表明,最不利运行工况时,嵌槽对脉动压强均方根有不低于10%

的减幅效果,虽然嵌槽对局部底板的冲击压强量值分布规律有微小影响,但不影响底板的整体运行稳定性。

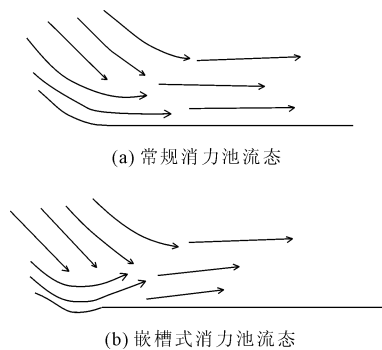


图 8 嵌槽消力池流态对比图

3 宽尾墩消能技术有待研究的问题

虽然宽尾墩消能技术已经发展了 30 多年,工程中也得到了大量应用,但工程研究与观察发现,仍存在一些问题有待进一步研究。

(1) 宽尾墩体型设计的运行标准选择问题。目前宽尾墩体型设计的洪水标准一般是设计洪水运行工况,满足校核洪水安全运行即可,但从目前已建工程的运行情况调查结果看,大部分工程运行的最高洪水工况都在 20 年一遇以下,只有个别工程出现了接近 50 年一遇的洪水,即大部分工程运行并未在低傅汝德数、大单宽、深尾水的条件下运行,导致部分工程出现不同程度的破坏问题。这一现象说明,目前的宽尾墩体型并不适合工程的中小流量长期运行,因此如何选择合理的宽尾墩体型设计标准,使该消能技术既能满足大洪水运行条件,也能适应中小洪水安全运行,成为目前宽尾墩体型设计亟需研究的一个重要问题。

(2) 宽尾墩体型及水力学参数的计算方法探讨。虽然通过大量的试验研究已经提供了一套宽尾墩设置位置、收缩比、折射角、宽尾墩末端高度及下游消力池的一些体型参数设计原则,但受试验条件所限,这些计算原则只是给定了一些比较模糊的参数范围,并无一些准确的量化计算方法,更多的参数选择还是依赖于水力学模型试验。近十多年流体数值模拟计算方法及相关商用软件的出现及发展,也为宽尾墩水舌计算探讨提供了一定参考^[48-50],但限于两相流计算理论精度差异及计算设备性能影响,计算结果能否成为体型选择或获得水力学参数的主要方法还有待商榷。因此采用什么方法,如何准确

计算适合于某一工程应用的宽尾墩体型及水力学参数,成为宽尾墩消能技术有待研究的另一个重要问题。

(3) 与宽尾墩联合应用的台阶面两相流特性研究。水东、大朝山、索风营、功果桥等十多个工程,虽然利用宽尾墩消能技术较好的实现了台阶面大单宽过流问题,但台阶面水流均必须通过掺气减蚀措施解决台阶面大流量破坏问题。尽管大部分已建工程应用状况良好,但也有个别工程出现台阶面破坏问题。虽然有些工程通过进一步试验研究,已经明确破坏原因,有的是施工原因,有的是掺气设施施工不到位,针对破坏原因每个工程均进行了及时修复,修复后观察运行基本正常。但也有工程经过修复后仍出现破坏现象,因此有必要通过台阶面两相流水流特性的深度分析,对台阶面高水头、大单宽过流破坏原因进行探索研究,能为宽尾墩消能技术的发展提供较好的理论支撑。

4 结 语

宽尾墩作为一种收缩式消能工先后经历三十多年工程应用与研究的发展,与其它消能技术一样,无论其体型设计,还是相关技术研究成果已非常丰富。本文仅从其工程应用的代表性发展过程、体型设计、水力特性等方面对部分工程研究成果进行了总结说明,并提出几点未来亟待研究之问题。希望这些说明能为同类工程研究与设计提供一些借鉴或参考。

参考文献:

- [1] 童显武,李桂芬,谢省宗,等.高水头泄水建筑物收缩式消能工[M].北京:中国农业科技出版社,2000.
- [2] 李福田,刘沛清,许唯临,等.高拱坝表孔宽尾墩对泄流能力的影响[J].水利学报,2003,34(11):43-49.
- [3] 林可冀,韩立,邓毅国.大朝山水电站 RCC 溢流坝宽尾墩、台阶式坝面联合消能工的研究及应用[J].云南水力发电,2002,18(1):6-15.
- [4] 尹进步,梁宗祥,刘韩生.乌江索风营水电站泄洪消能水力特性的试验研究[J].水力发电,2004,30(5):14-17.
- [5] 尹进步,刘韩生,梁宗祥.用于大单宽泄洪台阶坝面上的一种新型宽尾墩[J].西北水电,2002(1):44-46.
- [6] 谢省宗,李世琴,李桂芬.宽尾墩联合消能工在我国的发展[J].红水河,1995,14(3):3-11.
- [7] 刘永川.宽尾墩消能工在安康水电站应用中的水力学问题[J].水利水电技术,1987,18(9):11-15.
- [8] 林可冀,刘永川.安康水电站泄水建筑物的水力学原型观测[J].水力发电,1994,20(1):12-17.

- [9] 龚振瀛,刘树坤,高季章. 宽尾墩和窄缝挑坎-收缩式消能工的应用[J]. 水力发电学报,1983(3):48-57.
- [10] Young M F. Feasibility study of a stepped spillway [C]//Hydraulic Division Specialty Conference. Jackson, MS, 1982. 96 ~ 105. Sorensen R M. Stepped Spillway Hydraulic Model Investigation. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 1985, 111(12): 1461-1472.
- [11] Ru S X, Tang C, Pan R, et al. Stepped dissipator on spillway face [C]// Proceedings of Ninth Congress of Asian and Pacific Division of the International Association for Hydraulic Research (vol 2). Singapore, 1994:193-200.
- [12] Rajaratnam N. Skimming flow in stepped spillways[J]. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 1990, 116(4): 587-591.
- [13] 艾克明. 台阶式泄槽溢洪道的应用状况浅析 [M]// 尹洪昌主编. 泄水工程与高速水流. 长春:吉林科学技术出版社,2000.
- [14] 周辉,吴时强,姜树海. 阶梯溢流坝滑移流体力学特性初步研究 [M]//尹洪昌主编. 泄水工程与高速水流. 长春:吉林科学技术出版社,1998.
- [15] 杨首龙. 福建省泄水建筑物中应用的新技术及其作用[J]. 水力发电学报,2004,23(1):84-90.
- [16] 郭军,刘之平,刘继广,等. 大朝山水电站宽尾墩阶梯式坝面泄洪流体力学原型观测[J]. 云南水力发电,2002,18(4):16-20.
- [17] 尹进步,刘韩生,梁宗祥. 大朝山水电站台阶溢流坝掺气减蚀问题的研究[J]. 西北农林科技大学学报(自然科学版),2005(2):137-142.
- [18] 刘沛清,高季章,李桂芬. 五强溪水电站右消力池底板失事分析[J]. 水利学报,1999,30(1):8-16.
- [19] 尹进步,梁宗祥. 掺气减蚀减压模型相似律问题的探讨[J]. 水利水电技术,2005(10):8-11.
- [20] 梁宗祥,尹进步,刘韩生,等. 宽尾墩与台阶坝面联合消能工的试验探索[J]. 长江科学院院报,2003,20(6):3-5.
- [21] 刘韩生. 索风营水电站表孔 X 型宽尾墩及台阶坝面减压模型试验报告[R]. 杨凌:水利部西北水利科学研究所实验中心,2003.
- [22] 尹进步,梁宗祥,龚红林. X 型宽尾墩应用与发展的试验研究[J]. 水力发电学报,2007,26(4):36-39.
- [23] 林可冀,邓毅国,韩立,等. 重力坝宽尾墩台阶溢流面联合消能工设计导则 [M]. 北京:中国水利水电出版社,2007.
- [24] 尹进步. X 型宽尾墩 + 台阶坝面联合消能技术物理模型试验研究报告[R]. 杨凌:水利部西北水利科学研究所实验中心,2006.
- [25] 梁宗祥,尹进步,郑治,等. X 型宽尾墩体型设计方法的探索[J]. 西北农林科技大学学报(自然科学版),2008,23(5):206-210.
- [26] 尹进步,梁宗祥,刘韩生. 台阶溢流坝过流掺气减蚀问题的研究[J]. 长江科学院院报,2005,22(4):1-4.
- [27] Boes R M, Hager W H. Two-phase flow characteristics of stepped spillways[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2003, 129(9):661-670.
- [28] 杨钊,尹进步,张曙光,等. 与 X 型宽尾墩联合的台阶面近底水流特性研究[J]. 人民黄河,2021,43(9):150-155.
- [29] 梁宗祥,尹进步,卢红,等. 与宽尾墩联合使用的台阶面水流压强特性研究[J]. 长江科学院院报,2009,26(3):17-20.
- [30] 曾东洋,张志昌,刘亚菲,等. 台阶式溢洪道滑行水流时均压强特性研究[J]. 陕西水力发电,2001,17(4):11-14.
- [31] 金瑾,张志昌,尹芳芳. 台阶式溢洪道水力特性的数值模拟[J]. 中国水运(下半月),2009,9(5):146-148.
- [32] 梁宗祥,尹进步,卢红,等. 宽尾墩联合使用的台阶面水流近底流速特性[J]. 人民黄河,2009,31(8):79-81.
- [33] 梁宗祥,尹进步,郑治,等. 与宽尾墩联合使用的阶梯溢流面水流掺气问题研究[J]. 水利学报,2009,40(5):564-568.
- [34] 尹进步,梁宗祥,龚红林. 宽尾墩三元水跃特性试验研究[J]. 水利学报,2010,41(11):1333-1338.
- [35] 吴持恭. 水力学(下) [M]. 北京:高等教育出版社,1982.
- [36] 倪汉根. 高效消能工 [M]. 大连:大连理工大学出版社,2000.
- [37] 谢省宗,朱荣林,李世琴,等. 宽尾墩戽式消力池联合消能工的水力特性及其水力计算方法[J]. 水利学报,1992,23(2):7-18.
- [38] 陈椿庭. 高坝大流量泄洪建筑物 [M]. 北京:水利电力出版社,1988.
- [39] 吴持恭. 水力学(上) [M]. 北京:高等教育出版社,1982.
- [40] 尹进步,梁宗祥,郑治,等. 与宽尾墩联合使用的消力池底板压强特性试验研究[J]. 水力发电学报,2011,30(4):103-108.
- [41] 水利部天津水利水电勘测设计研究院. 溢洪道设计规范 [M]. 北京:中国水利水电出版社,2000.
- [42] 尹进步,梁宗祥,张鸿琴,等. 与宽尾墩联合使用的消力池体型优化研究[J]. 水力发电学报,2015,34(12):92-98.
- [43] 张志恒. 消力戽底收缩水深的计算[J]. 水利学报,

1983(5):47-51.

- [44] 孙双科,柳海涛,夏庆福,等. 跌坎型底流消力池的水力特性与优化研究[J]. 水利学报,2005,36(10):1188-1193.
- [45] 刘之平,夏庆福,孙双科. 跌坎底流消能水流再附长度的数值模拟研究[J]. 水力发电学报,2012,31(1):162-167.
- [46] 刘璐,张建民,余飞,等. 重力坝下游宽尾墩和消力池联合消能工水力特性试验研究[J]. 水力发电学报,2012,31(2):49-55.
- [47] 程飞,白瑞迪,刘善均,等. 数值模拟对比研究微挑消力池水力特性[J]. 水力发电学报,2012,31(2):71-78.
- [48] 张挺,伍超,胡耀华,等. 宽尾墩阶梯溢流坝出闸室水舌下缘挑距水力计算[J]. 福州大学学报(自然科学版),2007,35(6):893-897.
- [49] 李福田,刘沛清,马宝峰. 高拱坝宽尾墩三维流场数值模拟[J]. 水科学进展,2005,16(2):185-188.
- [50] 张挺,伍超,卢红,等. X型宽尾墩与阶梯溢流坝联合消能的三维流场数值模拟[J]. 水利学报,2004(8):15-20.

特邀作者简介

尹进步,西北农林科技大学水利与建筑工程学院,副研究员,硕士研究生导师,中国水力发电学会水工水力学专委会委员。主讲本科生“水工模型试验”“工程水力学理论及应用”等专业类课程;研究生的“相似理论与量测技术”“泄水建筑物高速水流”“水利工程案例”“水利工程专论”等课程。先后主持、参与完成了乌江索风营、思林、洪渡河石垭子、桐梓河圆满贯、杨家园、金沙江鲁地拉、梨园、阿海、金安桥、澜沧江如美、大朝山、缅甸纽伦江滚弄、刚果金布桑加、黄河茨哈峡、YJBY、丰宁、抚宁、敦化、庄河等多个国内外大中型水利水电工程、抽水蓄能电站的工程水力学试验研究工作,共计主持各类工程项目40多项,编写研究报告30多部。在水利学报、水力发电学报、泥沙研究等国内外重要水利期刊发表论文50多篇。研究成果先后获得2007年陕西省科学技术奖一等奖、2012年国家科技进步奖二等奖、2018年中国电建科学技术奖三等奖。