

文章编号:0559-9350(2018)09-1169-09

高拱坝坝身泄洪规模探析——以白鹤滩水电站为例

孙双科¹, 彭 育², 徐建荣²

(1. 中国水利水电科学研究院 流域水循环模拟与调控国家重点实验室, 北京 100038;

2. 中国电建集团 华东勘测设计研究院有限公司, 浙江 杭州 311122)

摘要: 坝身泄洪规模对于高拱坝工程的泄洪安全有重大影响, 是高拱坝水力设计中关键的技术参数之一。本文基于白鹤滩水电站坝身泄洪工程模型试验成果与水垫塘底板最大冲击压强宜小于 $15.0 \times 9.8 \text{ kPa}$ 的技术基准, 给出了该工程坝身泄洪规模的具体量值, 并从水垫塘单位水体消能率角度与同类型工程进行了对比。试验研究表明, 坝身泄洪规模与水垫塘底板冲击压强之间有显著相关性: 在表孔单独泄洪运行工况下, 随坝身泄流流量的增加, 水垫塘底板最大冲击压强以幂函数的形式增大, 且增幅十分明显; 而在表深孔联合运行工况下, 水垫塘底板最大冲击压强则主要取决于表孔与深孔泄流流量之比, 基本上为线性关系。

关键词: 高拱坝水垫塘; 最大冲击压强; 表孔; 深孔; 泄流流量

中图分类号: TV135

文献标识码: A

doi: 10.13243/j.cnki.slxb.20180650

1 问题的提出

高拱坝是国内外大型水电站的主选坝型之一。我国锦屏一级水电站最大坝高 305 m, 是目前世界第一高拱坝工程; 而在国外高拱坝工程中, 以俄罗斯的英古里双曲拱坝为最高, 其坝高 271.5 m^[1]。

我国高拱坝工程普遍存在水头高、流量大、河谷狭窄等技术特点, 使枢纽布置与泄洪消能面临巨大挑战, 随着若干座大型水电站的陆续建成与诸多复杂技术问题的解决, 我国在高拱坝建设与关键技术研究方面不断取得突破性进展, 在世界上居引领地位。1998年我国建成的二滩水电站是一座具有里程碑意义的高拱坝工程, 其最大坝高 240.0 m, 最大下泄流量 $23\,900 \text{ m}^3/\text{s}$, 通过大量的技术论证与科学研究, 最终采用了“坝身表孔与深孔双层泄水孔口布置、下游设水垫塘与二道坝、通过水舌碰撞促进消能、并辅以岸边泄洪洞泄洪”的泄水建筑物布置格局与消能模式, 建成后经多年实际泄洪考验, 表明是成功的^[2]。在此之后的一系列高拱坝工程, 如已建成投产的二滩^[3-4]、小湾^[5-7]、溪洛渡^[8-9]、锦屏一级^[10-11]、构皮滩^[10-14]以及在建中的白鹤滩^[15-16]、乌东德^[17-18]等大型高拱坝工程, 均采用了上述“二滩模式”, 即采用坝身开孔泄洪与岸边泄洪洞分流的总体布置格局, 并在二滩水电站基础上有了进一步的创新与发展, 如反拱形水垫塘的研究与采用^[19-21], 以及为减轻雾化影响提出的无水舌碰撞的收缩式消能工技术^[22]等。

对于高拱坝工程而言, 坝身泄洪规模对于工程投资与泄洪安全有重大影响, 是高拱坝水力设计中最关键的技术参数之一。由于下游河道狭窄, 大型高拱坝工程岸边泄水建筑物大都采用长距离泄洪洞布置方式, 工程造价很高, 且由于工作水头高, 大型泄洪洞洞内高速水流问题突出, 运行中出现破坏的风险相对较大。与岸边泄洪洞相比, 坝身泄洪设施, 无论是表孔还是中(深)孔, 在工程投资与运行安全等方面均具有显著优势: 坝身泄洪设施流程短, 水流流速可控, 建设与运维费用低; 高拱坝结构计算结果表明, 坝体开孔后仅刚度略有削弱, 对坝体应力分布几无影响, 孔口周边出现的局部应力集中可通过配筋得以解决; 坝下设置的大型人工水垫塘则为坝身泄洪提供了良好的消能

收稿日期: 2018-07-17; 网络出版日期: 2018-09-18

网络出版地址: <http://kns.cnki.net/kcms/detail/11.1882.TV.20180918.0833.001.html>

作者简介: 孙双科(1966-), 男, 河南南阳人, 教授级高级工程师, 主要从事水工水力学研究。E-mail: sunsk@iwhr.com

载体。基于上述原因,我国大型高拱坝在泄洪消能设计中大都遵循如下基本原则,即在满足坝下消能前提下,优先发挥坝身泄洪消能优势,再考虑设置岸边泄洪设施,以满足总体泄洪消能要求。鉴于坝身泄洪规模是影响枢纽布置格局的关键技术参数,我国已建与在建高拱坝工程均开展了相关研究工作。

表1列出了国内外部分高拱坝工程坝身泄洪水力学指标^[2]。如表1所示,我国于1998年建成的二滩高拱坝和2014年建成的溪洛渡高拱坝,坝身泄洪分别为16 300 m³/s、32 000 m³/s,均代表着当时世界最高水平,而后者较前者相比增大了近1倍之多。如何正确确定高拱坝工程坝身泄洪规模的合理取值范围及其关键影响因子值得进一步探究。

本文基于白鹤滩水电站坝身泄洪整体水工模型试验研究成果,给出了该工程坝身泄洪规模的具体量值,分析了影响坝身泄洪规模的主要影响参数,并与同类型的高拱坝工程进行了类比分析,分析了其坝身规模取值的合理性。

表1 国内外部分高拱坝坝身泄洪水力学指标

序号	工程名称	国家	坝高/m	落差/m	流量/(m ³ /s)	泄洪功率/MW	河槽宽度/m	基岩情况	河谷形态	完建年份
1	锦屏一级	中国	305	225	10100	22600	枯水期 80~100	大理岩	V型	2013
2	小湾	中国	292	225.9	16890	38300	枯水期 80~100	片麻岩	V型	2010
3	白鹤滩	中国	289	200.7	30000	62610	枯水期 50~90	玄武岩	V型	在建
4	溪洛渡	中国	278	189.5	32278	59942	枯水期 70~100	玄武岩	U型	2014
5	英古里	俄罗斯	272	230	2500	5040	25	白云岩 石灰岩	/	1982
6	二滩坝身	中国	240	166.3	16300	26500	枯水期 80~100	正长岩	V型	1998
7	埃尔卡洪	洪都拉斯	231	184	8590	15500	100	石灰岩	/	1985
8	构皮滩	中国	232.5	144	25840	38300	136	石灰岩砂岩	V型	2009
9	松塔	中国	313	211	8325	17214	95~145	花岗岩	V型	设计

2 白鹤滩水电站坝身泄洪建筑物布置与布置方案演变

在建中的白鹤滩水电站位于四川省宁南县和云南省巧家县境内,是金沙江下游干流河段梯级开发的第二个梯级电站,具有以发电为主,兼有防洪、拦沙、改善下游航运条件和发展库区通航等综合效益。拦河坝为混凝土双曲拱坝,高289 m,坝顶高程834 m,水库正常蓄水位825 m,相应库容206亿 m³,地下厂房装有16台机组,装机容量16 000 MW,多年平均发电量602.4亿度。电站建成后,将仅次于三峡水电站成为中国第二大水电站。

白鹤滩水电站按千年一遇洪水设计,万年一遇洪水校核,相应洪水流量分别为38 800 m³/s和46 100 m³/s,经水库调蓄削峰后最大下泄流量仍达42 355 m³/s,泄洪功率高达90 000 MW。泄洪建筑物由坝身孔口和岸边泄洪洞组成。坝身设6个表孔(14.0 m×15.0 m)、7个深孔(5.5 m×8.0 m),坝下水垫塘消能;岸边3条泄洪隧洞(15 m×9.5 m)均布置在左岸。

在预可研阶段,坝身泄洪建筑物的布置方案(以下简称2005方案)为^[23]:溢流表孔共6孔,对称于溢流中心线布置,堰顶高程805 m,孔口宽度14.0 m,高度15.0 m,堰顶设弧形工作闸门,溢流堰面采用WES溢流曲线,闸墩宽10 m,溢流前沿总宽131 m。采用大差动自由挑(跌)流布置方式,使水舌分层入水,并在平面上采用2°~6°的扩散角,使水流横向扩散。其中,1[#]、4[#]表孔出口高程786.46 m,宽度分别为17.27 m和18.34 m,跌角30°;2[#]、5[#]表孔出口高程794.63 m,宽度18.32 m,挑角5°;3[#]、6[#]表孔出口高程795.5 m,宽度分别为18.34 m和17.27 m,跌角15°。在表孔7个闸墩下方

布置7个深孔。深孔主要承担泄洪、降低水库水位及冲砂作用,为使表深孔同时泄洪时两股水舌有更大的撞击角度,提高消能效果,深孔体型采用压力上翘型挑坎,出口高程719 m,出口尺寸5.5 m×8.0 m(宽×高),出口设弧形工作闸门,进口设平板检修闸门。校核工况下最大水头107.9 m,出口流速44.50 m/s,单宽流量317.85 m³/s。7个深孔分4组采用不同的挑角,以便入水水舌纵向拉开,1[#]、7[#]深孔出口挑角为-5°,2[#]、6[#]深孔出口挑角为3°,3[#]、5[#]深孔出口挑角为12°,4[#]深孔出口挑角为25°。为克服拱坝水流向心集中的不利影响,1[#]、2[#]、3[#]孔分别向左岸偏转1°、3°、4°,而5[#]、6[#]孔分别向右岸偏转4°、2°。水垫塘位于拱坝下游,水垫塘断面型式为底部是反拱底板的复式梯形断面。底板表面高程560 m,反拱弦长92 m,底板混凝土厚度4 m,水垫塘底板两侧边坡开挖成1:1的坡度(右岸局部1:0.5~1:0.7),分别在高程583 m和高程600 m设两宽度为5 m的马道,边坡采用混凝土衬砌,厚度3 m。水垫塘顶高程633 m,总宽210 m,顶部设置弧形导浪墙。底板下设锚杆和排水孔。

项目预可研阶段,中国水利水电科学研究院开展了1:100坝身泄洪整体模型试验研究,以2005方案为基本方案,对表孔布置体型进行了一系列优化试验研究,对比了表孔出射角度改变、溢流前缘采用舌形坎、二道坝坝顶高程改变及其不同组合对水垫塘底板冲击压强的影响,提出了阶段性优化布置方案^[23](以下简称2006方案)。该方案中,1[#]与4[#]表孔的出射角由2005方案的-30°调整为-35°,水垫塘由反拱形改为平底型。

在之后的项目可行性研究阶段,又继续开展了大量优化试验研究,在2006方案基础上,于2009年提出了表孔增设分流池坎的布置方案^[24-26](以下简称2009方案)。经大量优化对比试验研究,提出在1[#]、4[#]表孔挑坎处分别增设挑角为20°的分流齿坎以进一步分散表孔水舌,其中1[#]表孔采用外侧单边齿坎布置,分流齿坎宽度为3.6 m;4[#]表孔采用双侧边齿坎布置,分流齿坎下缘宽度均为3.6 m。水垫塘采用平底型布置方式,全长460 m,其中二道坝中心线距坝轴线的距离为400 m。根据拱坝下游河道地形地质条件,并从改善水垫塘底板水力指标考虑,对平底型水垫塘断面型式进行了改进,采用了平底两端圆弧的复式梯形断面,左、右两侧圆弧半径分别为35 m、25 m。水垫塘平底板顶面高程560 m,底板两侧边坡开挖成1:1的坡度(右岸1:0.6~1:1),分别在高程580 m和603 m设宽度为5 m的马道,每级马道内侧设排水沟,水垫塘顶高程为634.0 m,总宽213.6 m,并在顶部设置弧形导浪墙。为增加底板的稳定性,水垫塘底板基础布置纵横交错的排水廊道,并采取强迫排水措施。二道坝坝顶高程602.0 m,采用重力式,坝顶宽度8.0 m。二道坝上游坡为1:0.6,下游坡为1:0.8。二道坝内设灌浆廊道、排水廊道,排水廊道内布置抽排水设施,并与水垫塘排水廊道相通,组成统一的排水系统。

值得指出的是,在技施设计阶段,南京水利科学研究院开展了1:50枢纽整体水工模型试验研究,在2009方案基础上,又开展了进一步的体型优化试验研究,通过调整深孔偏转角度,降低了水垫塘底板脉动压强,并采用了反拱形水垫塘布置^[27]。

考虑到模型比尺的统一性与资料的完整性,本文主要基于中国水利水电科学研究院1:100坝身泄洪模型试验研究成果开展分析研究。

3 坝身1:100整体水工模型与水垫塘底板冲击压强量测方法

白鹤滩水电站坝身泄洪水工模型按重力相似准则设计,模型比尺采用1:100,模拟范围包括表孔、深孔、岸边泄洪洞、下游水垫塘、左右岸电站进水口与出水口等设施,以及坝轴线上游1500 m至下游2500 m实际地形,为便于水流流态观察,泄水建筑物均采用有机玻璃制作(图1、图2)。试验内容、测点布置与研究工况等详见文献[23-26]。

水垫塘底板最大冲击压强是本模型试验的重点内容之一。其量值大小取决于水垫塘底板动水压强与水垫深度。为获取水垫塘底板所受的最大冲击压强,除了需要量测水垫塘底板最大动水压强,还需确定水垫塘内的水垫深度。

模型试验研究中,水垫塘底板动水压强采用测压管量测,而如何正确确定水垫深度,则是一个



图1 表孔泄洪流态



图2 表深孔联合泄洪流态

比较棘手的难题，主要原因在于水垫塘内的水流流态十分复杂，难以直接测取平均水垫深度，因而只能采取近似方法获取。目前比较有代表性的做法有如下三大类：(1)取下游水位计算水垫深度，如溪洛渡、构皮滩等；(2)取表孔入水区上游的近坝静水区水深，如锦屏一级水电站等；(3)取水垫塘沿程平均水位，如小湾等。应当说，上述几种方法都有各自的道理，但也都有不足之处：

(1)取下游水位作为计算水垫深度的依据，比较直观、合理，但下游水位控制断面需接近二道坝同时又不受二道坝附近局部流态的影响，过于接近二道坝会导致冲击压强被低估，而当距离二道坝较远时，则会出现冲击压强被高估的结果。另外，在中小洪水工况、二道坝附近出现跌流流态时，冲击压强同样会被高估。

(2)取表孔入水区上游的近坝静水区水深，测量方便、准确，但对于大多数高拱坝工程而言，由于河道狭窄，泄流流量又很大，往往需要沿有限的溢流前缘设置多个泄洪孔口，挑流水舌的“屏蔽作用”显著，从而导致近坝静水区水深明显偏低，冲击压强会被高估。更为重要的是，近坝静水区的水体并不直接参与水垫塘消能，因此从消能角度看，利用该区水深计算冲击压强也欠缺合理性。

(3)取水垫塘沿程平均水位(沿水垫塘边墙布置多个压强测点并安装连通器)，需要界定挑流水舌冲击区的范围并予以舍弃，其中难免有人为因素，特别是对于不同泄洪工况而言，冲击区范围也有所不同，更增加了处理难度。

对于白鹤滩水电站而言，由于属于典型的“窄河谷、大流量、多孔口”泄洪消能问题，挑流水舌的横向宽度相对较大，“屏蔽作用”比较明显，表孔入水区上游的近坝静水区水深相对偏低，因而不宜采用。而取水垫塘沿程平均水位的做法在技术上不尽合理，在实施上主观因素影响较大，也不宜采用。

经综合考虑，在本项研究中，采用如下综合方法计算水垫塘内的水垫深度：(1)对于表孔与深孔联合泄洪的大洪水工况，采用下游水位计算，尽管下游水位控制断面在桩号0+1200 m处，距离二道坝较远，水垫深度会有一定的偏小，冲击压强偏大，但考虑到白鹤滩水电站的重要性，其中的偏差可作为安全储备；(2)对于二道坝附近跌流流态比较明显的中小洪水工况(主要是部分表孔开启工况)，则采用位于0+370 m溢流中心线上测压管测点的压强值作为冲击区下游的水垫深度，主要原因是该测点比较靠近二道坝，同时与挑流水舌冲击区的距离也较远，较为接近静水压强分布。

4 坝身泄洪规模与水垫塘底板最大冲击压强

从水力学角度看，高拱坝水垫塘是坝身泄洪水流的消能载体，坝身泄洪规模越大，水垫塘底板承受的最大冲击压强自然也越大，两者之间存在明显的正相关关系。

我国高拱坝工程在确定泄洪规模时通常以水垫塘底板最大冲击压强作为控制标准。目前我国高拱坝设计规范^[28-29]中，针对坝身泄洪规模的控制标准尚未有明确的条文规定，而针对水垫塘设计则提出了一些原则性规定，并在相应的条文说明中对水垫塘底板最大冲击压强取值进行了比较充分的论述。根据行业经验，目前对于高拱坝工程通常以水垫塘底板最大冲击压强不超过 $(10 \sim 15) \times 9.8 \text{ kPa}$

为控制条件，这是根据国家“七五”“八五”科技攻关中针对二滩与小湾高拱坝工程开展的专项研究成果而确定的，尽管尚有不少争议，但仍得到了较广泛的认可。

在白鹤滩水电站坝身泄洪水工模型试验的各个阶段，也始终围绕水垫塘底板最大冲击压强不超过 15×9.8 kPa 为控制条件开展坝身表孔、深孔体型优化，以及泄洪规模确定的相关试验研究工作。本文以经过大量优化试验研究得到的 2009 方案为基础，采用提高上游水位的试验方法，系统研究了坝身泄洪规模与水垫塘底板最大冲击压强之间的量化关系。

4.1 表孔泄洪规模试验研究 表孔泄洪规模试验研究试验中，上游水位变化范围为 820.9 ~ 833.20 m，对应的流量变化范围为 5787 ~ 19 377 m³/s。不同流量条件下水垫塘底板最大冲击压强的试验结果见表 2，图 3 给出了表孔泄量与水垫塘底板最大冲击压强之间的关系。

表 2 表孔单独泄洪运行时，水垫塘底板最大冲击压强与泄流流量之间的关系

上游水位 /m	泄流流量 $Q/(m^3/s)$	单宽流量 $q=Q/80$ $/(m^2/s)$	最大冲击 压强 $\Delta P_{\max}/\gamma/m$	水垫深度 H_d/m	上下游落差 $\Delta H/m$	$\ln(\Delta P_{\max}/(\gamma \cdot \Delta H))$	$\frac{q}{\sqrt{2g\Delta H} H_d}$
820.90	5787	69	4.00	48.75	212.15	-3.97	0.0230
822.05	6794	81	4.95	49.40	212.65	-3.76	0.0267
823.00	7671	91	5.95	50.30	212.70	-3.58	0.0295
823.10	7766	92	5.70	50.45	212.65	-3.62	0.0299
824.00	8637	103	9.40	50.80	213.20	-3.12	0.0329
825.00	9645	115	10.15	51.05	213.95	-3.05	0.0365
826.00	10694	127	14.80	51.75	214.25	-2.67	0.0399
827.11	11905	142	14.70	53.00	214.11	-2.68	0.0433
827.60	12455	148	16.80	53.90	213.70	-2.54	0.0446
828.00	12911	154	17.25	53.50	214.50	-2.52	0.0465
828.85	13900	165	18.90	54.75	214.10	-2.43	0.0490
829.25	14375	171	19.80	55.70	213.55	-2.38	0.0499
830.00	15281	182	26.80	55.55	214.45	-2.08	0.0530
830.60	16021	191	24.25	56.85	213.75	-2.18	0.0544
831.10	16648	198	37.90	55.60	215.50	-1.74	0.0576
832.00	17799	212	41.30	56.15	215.85	-1.65	0.0609
832.70	18713	223	44.80	57.80	214.90	-1.57	0.0623
833.20	19377	231	52.90	56.65	216.55	-1.41	0.0656

试验结果表明，随着表孔泄量的增加，水垫塘底板最大冲击压强大致以幂函数的形式增大，且增幅十分明显，见图 3。进一步的分析表明，水垫塘底板最大冲击压强与上下游水位差之比 $\Delta P_{\max}/(\gamma \cdot \Delta H)$ 与参数 $q/(\sqrt{2g\Delta H} H_d)$ （表征水垫塘入池水流的厚度与水垫深度之比）之间存在良好的相关关系，见图 4。

据此建立了如下的无量纲化经验估算公式

$$\ln\left(\frac{\Delta P_{\max}/\gamma}{\Delta H}\right) = 59.55 \frac{q}{\sqrt{2g\Delta H} H_d} - 5.27 \tag{1}$$

式中： $\Delta P_{\max}$ 为水垫塘底板最大冲击压强，9.8kPa； ΔH 为上下游水位差，m； $q=Q/B$ 为水垫塘承受的单宽泄流流量，m²/s， Q 为表孔下泄流量， B 为水垫塘宽度， $B=80$ m； H_d 为水垫塘水垫深度，m。

该式可供仅布置有表孔的拱坝工程研究坝身最大泄量时参考应用。

由式(1)计算可知，对于白鹤滩水电站而言，当表孔泄流流量控制在 12 000 m³/s 以下时，可以确保水垫塘底板最大冲击压强不超过 15.0×9.8 kPa。

4.2 表深孔联合泄洪工况下坝身泄洪规模研究 对于表深孔联合泄洪工况，同样采用提高上游水位

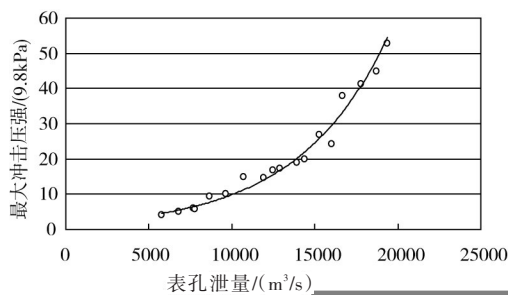


图3 表孔泄量与水垫塘底板最大冲击压强的关系

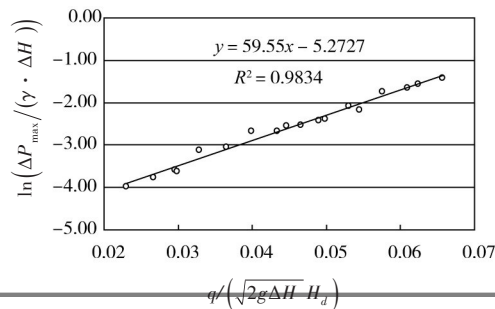


图4 最大冲击强无量纲拟合关系曲线

的试验方法，定量研究了坝身泄量与水垫塘底板最大冲击压强之间的相关关系。试验中，上游水位的变化范围为 829.10 ~ 834.25 m，对应的流量变化范围为 26 107 ~ 33 021 m³/s。不同流量条件下水垫塘底板最大冲击压强的试验结果见表3。试验结果表明，水垫塘底板最大冲击压强随坝身泄量增加而增大，两者之间呈正相关关系。

表3 2009方案坝身最大泄量与水垫塘底板最大冲击压强试验结果

上游水位 /m	表孔泄量 Q_s /(m³/s)	深孔泄量 Q_d /(m³/s)	总泄量 /(m³/s)	Q_s/Q_d	上下游落差 ΔH /m	最大冲击压强 $\Delta P_{\max}/\gamma$ /m	$\Delta P_{\max}/\Delta H$
829.10	14196	11911	26107	1.19	201.69	2.94	0.0146
829.45	14615	11932	26547	1.22	202.04	2.59	0.0128
830.25	15588	11981	27569	1.30	202.84	4.84	0.0239
830.57	15984	12000	27985	1.33	203.16	7.69	0.0379
830.80	16271	12014	28285	1.35	203.39	7.04	0.0346
831.30	16901	12045	28946	1.40	203.89	8.74	0.0429
831.80	17540	12075	29615	1.45	204.39	10.49	0.0513
832.23	18097	12101	30198	1.50	204.82	12.74	0.0622
832.70	18713	12129	30842	1.54	205.29	16.34	0.0796
832.95	19044	12144	31188	1.57	205.54	14.39	0.0700
833.40	19645	12171	31816	1.61	205.99	17.79	0.0864
833.52	19806	12178	31985	1.63	206.11	21.14	0.1023
834.15	20662	12216	32878	1.69	206.74	23.59	0.1141
834.25	20799	12222	33021	1.70	206.84	23.09	0.1116

对于高拱坝工程而言，由于表孔泄量与工作水头的 1.5 次方呈正比，而深孔流量则与工作水头的 0.5 次方呈正比，可见表孔泄量与上游水位的关系十分敏感，而深孔泄量受上游水位变化的影响则很小，因此坝身泄洪增加往往意味着在深孔泄量大致不变的情况下，表孔泄量有了进一步的增加，即表孔泄量与深孔泄量之比有所增大，为此绘制了最大冲击压强/上下游水位差 ($\Delta P_{\max}/\Delta H$) 与表深孔泄量比 (Q_s/Q_d) 的关系曲线，见图 5。结果发现，两者之间符合良好的线性关系，相关系数为 0.96。

根据图 5，得到水垫塘底板最大冲击压强与表深孔泄量比之间的无量纲经验关系式如下

$$\frac{\Delta P_{\max}/\gamma}{\Delta H} = 0.2034 \frac{Q_s}{Q_d} - 0.2375 \quad (2)$$

式中： $\Delta P_{\max}/\gamma$ 为水垫塘底板最大冲击压强，m； ΔH 为上下游水位落差，m； Q_s 为表孔泄量，m³/s； Q_d 为深孔泄量，m³/s。

对白鹤滩水电站而言，为满足水垫塘底板冲击压强最大值不超过 15.0×9.8kPa 的技术要求，表深孔泄量比应控制在 1.526 以下，对应的坝身最大泄量为 30 600 m³/s。

4.3 坝身泄洪规模与水垫塘底板脉动压强均方根最大值 表 4 给出了不同坝身泄量条件下，水垫塘

底板最大冲击压强与脉动压强均方根值的试验结果，其中，上游水位的变化范围为 829.1 ~ 834.1 m，对应的流量变化范围为 26 107 ~ 32 807 m³/s。两者的关系曲线见图 6。

表 4 不同坝身泄量条件下
水垫塘底板脉动压强均方根最大值

上游水位 /m	坝身泄量 /(m ³ /s)	脉动压强均 方根最大值 /(9.8kPa)	最大冲击 压强 /(9.8kPa)
829.1	26107	11.08	2.94
830.3	27634	11.98	4.84
831.3	28946	12.65	8.87
832.2	30157	12.68	12.74
833.0	31258	13.14	14.39
834.1	32807	15.02	23.59

试验结果表明，水垫塘底板脉动压强均方根的最大值与冲击压强最大值大体上呈线性关系，冲击压强最大值越大，脉动压强均方根最大值也越大，见图 6。可见，目前以最大冲击压强作为坝身最大泄量的衡量指标尽管不够全面，但也有其合理性的一面，因为最大冲击压强的量值大小在一定程度上也能够反映脉动压强的大小。

必须指出的是，水垫塘底板最大冲击压强与脉动压强均方根最大值均属于点荷载，而在水垫塘底板板块稳定而言，面荷载才是决定因素，因此在水垫塘水力设计中还应重视对冲击压强与脉动压强分布规律的研究。

4.4 坝身泄洪规模与水垫塘消能效率 根据前述试验研究结果，确定白鹤滩水电站坝身最大泄量为 30 000 m³/s^[27]，为进一步分析其可行性与合理性，从水垫塘单位体积消能率角度与国内其他高拱坝工程进行了对比分析。研究中收集了溪洛渡、小湾、构皮滩、锦屏一级、二滩、以及杨房沟等拱坝工程的技术资料，根据各工程的相关水力参数与水垫塘细部体型，计算了校核洪水工况下水垫塘单位体积消能率，其结果见表 5。表 5 的计算结果表明，白鹤滩水电站坝身泄量为 30 000 m³/s 时，水垫塘单位体积消能率为 17.08 kW/m³，是同类工程中为最高值，高于溪洛渡的 15.34 kW/m³与小湾的 15.16 kW/m³。若坝身泄量进一步提高至 32 000 m³/s，其单位体积消能率将高达 18.22 kW/m³。可见，白鹤滩水电站水垫塘的消能负荷已达到很高的技术水准，采用 30 000 m³/s 的坝身最大泄量值已接近于其上限值，不宜再增大。

表 5 国内几座代表性高拱坝工程的坝身泄洪规模对比

工程	坝高	坝身最大泄 量/(m ³ /s)	表深 泄量比	水垫塘 底高程/m	二道坝 顶高程/m	水垫塘 长度/m	上游 水位/m	下游 水位/m	下泄 能量/kW	水垫塘 体积/m ³	单位体积消 能率/(kW/m ³)
白鹤滩	289	30000	1.476	560	602	360	832.23	627.41	60217080	3469351	17.08
溪洛渡	278	32278	1.506	340	382	360	608.90	414.54	61480810	3941796	15.34
构皮滩	232.5	25842	1.401	412	441	284	638.36	488.83	37868712	2442962	15.16
小湾	292	16872	0.947	965	1004	350	1242.51	1018.59	37023691	2406164	15.16
锦屏	305	12200	1.064	1595	1642	386.5	1883.62	1659.67	26775462	2058660	12.82
杨房沟	156	11250	1.290	1949	1987.5	226.6	2100.55	2000.65	11014090	762977	13.96
二滩	240	16300	1.367	980	1012	276	1203.5	1035.0	26756450	1795242	14.61

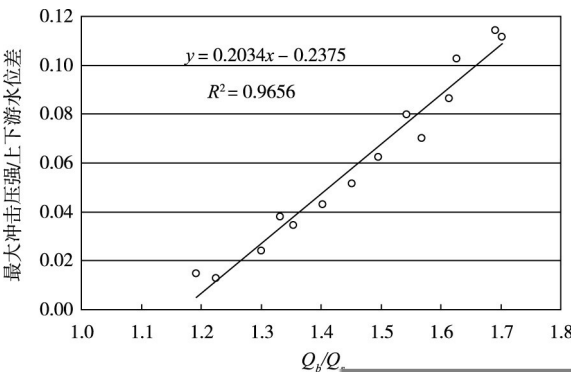


图 5 表深孔联合泄洪工况下，表深孔泄量比与水垫塘底板最大冲击压强之间的关系

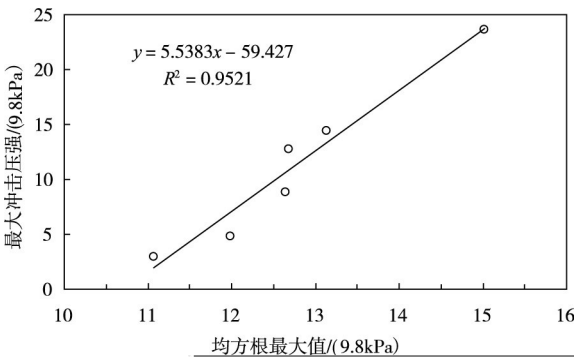


图 6 不同坝身泄量条件下，水垫塘底板冲击压强最大值与脉动压强最大值的相关关系

5 结语

本文以白鹤滩水电站为例,基于水工模型试验与水垫塘底板最大冲击压强宜小于 $15.0 \times 9.8 \text{ kPa}$ 的技术基准,对高拱坝坝身泄洪规模的合理取值进行了分析与探讨。研究表明:对于表孔单独泄洪运行工况,随坝身泄流流量的增加,水垫塘底板最大冲击压强以幂函数的形式增大,且增幅十分明显;而在表深孔联合运行工况下,水垫塘底板最大冲击压强则主要取决于表孔与深孔泄流流量之比,基本上为线性关系。

值得指出的是,本文建立的无量纲经验计算公式是否具有普适性尚需结合其他类似工程进一步验证分析,近二三十年来,我国在高拱坝泄洪消能研究、工程设计与建设领域取得了突破性进展,但相关成果的系统性与普适性还远远不够,而这正是本研究的初衷之所在。后续值得进一步研究的问题有如下两方面:(1)对大量“单个”工程的试验资料进行归纳分析,尝试总结出一些具有共性的规律或量化计算公式;(2)通过系统的分析研究工作,尝试能提炼出能够反映各具体工程特性的综合水力指标,以期能对各具体工程具体布置方案关键技术指标的合理性与优化潜力进行综合评估。

参 考 文 献:

- [1] 何璟.中国大坝五十年[M].北京:中国水利水电出版社,2000.
- [2] 孙双科.我国高坝泄洪消能研究的最新进展[J].中国水利水电科学研究院学报,2009,7(2): 89-95.
- [3] 肖富仁.二滩水电站枢纽布置与泄洪消能[J].水电站设计,1986(1): 74-86.
- [4] 秦玉芝.二滩水电站表孔溢洪道俯角坝面分流齿坎体型的优化研究[J].水电站设计,1998,14(1): 92-97.
- [5] 杨宜文.小湾高拱坝泄洪消能研究与设计[C]//水电2006国际研讨会论文集.北京:中国水利学会,中国水力发电工程学会,中国大坝委员会,2006.
- [6] 中国水利水电科学研究院.“九五”国家科技攻关项目“300m级高拱坝枢纽设计关键技术研究”子题—小湾水电站泄洪消能布置方案优化研究[R].北京:中国水利水电科学研究院,1999.
- [7] 中国水利水电科学研究院.国家电力公司重点科技项目“小湾拱坝关键技术研究 KJ00-03-22”子题—小湾水电站水垫塘体型优化研究[R].北京:中国水利水电科学研究院,2003.
- [8] 中国水利水电科学研究院.“九五”国家科技攻关项目“300m级高拱坝枢纽设计关键技术研究”子题—溪洛渡拱坝坝身最大泄量研究[R].北京:中国水利水电科学研究院,1999.
- [9] 国家电力公司成都勘测设计研究院.金沙江溪洛渡水电站泄洪消能研讨会汇报材料[R].成都:国家电力公司成都勘测设计研究院,2007.
- [10] 王继敏,杨弘.锦屏一级水电站泄洪消能关键技术研究[J].人民长江,2017,48(13): 85-90.
- [11] 国家电力公司成都勘测设计研究院.雅砻江锦屏一级水电站可行性研究报告—泄洪消能专题报告[R].成都:国家电力公司成都勘测设计研究院,2003.
- [12] 向光红,金蕾,班红艳,等.构皮滩水电站泄洪消能设计[J].人民长江,2006(3): 42-43.
- [13] 长江科学院.乌江构皮滩水电站泄洪消能整体水工模型试验[R].武汉:长江科学院,2002.
- [14] 长江科学院.乌江构皮滩水电站泄洪消能建筑物布置方案1:55模型试验复核研究[R].武汉:长江科学院,2007.
- [15] 徐建强.拱坝坝身泄流非对称布置在白鹤滩工程中应用的探讨[J].中国勘察设计,2007(8): 45-48.
- [16] 华东勘测设计研究院.金沙江白鹤滩水电站可行性研究阶段枢纽布置深化专题研究报告(咨询稿)[R].杭州:华东勘测设计研究院,2010.
- [17] 胡清义,廖仁强,郭艳阳,等.乌东德水电站泄洪消能设计研究[J].人民长江,2014,45(20): 21-23.
- [18] 钮新强,石伯勋,翁永红.金沙江乌东德水电站设计重大技术问题研究[J].人民长江,2014,45(20): 1-7, 11.
- [19] 杨敏,练继建.水垫塘反拱形底板体型研究[J].水力发电学报,2002(4): 45-50.

- [20] 马斌.高拱坝及反拱水垫塘结构泄洪安全分析与模拟[D].天津:天津大学,2007.
- [21] 杨敏,李琳,董天松,等.白鹤滩水电站反拱型水垫塘水动力特性及底板稳定性分析[J].水力发电学报,2013,32(3):120-126.
- [22] 李乃稳,许唯临,周茂林,等.高拱坝坝身表孔和深孔水流无碰撞泄洪消能试验研究[J].水利学报,2008,39(8):927-933.
- [23] 中国水利水电科学研究院.金沙江白鹤滩水电站坝身泄洪水工模型试验研究[R].北京:中国水利水电科学研究院,2006.
- [24] 中国水利水电科学研究院.金沙江白鹤滩水电站坝身泄洪水工模型补充试验研究[R].北京:中国水利水电科学研究院,2009.
- [25] 中国水利水电科学研究院.金沙江白鹤滩水电站枢纽布置IXB11方案整体水工模型试验研究[R].北京:中国水利水电科学研究院,2009.
- [26] 中国水利水电科学研究院.金沙江白鹤滩水电站坝身泄洪深化研究水力学模型试验报告[R].北京:中国水利水电科学研究院,2011.
- [27] 华东勘测设计研究院.金沙江白鹤滩水电站可行性研究报告——泄洪消能专题研究报告[R].杭州:华东勘测设计研究院,2011.
- [28] 混凝土拱坝设计规范:SL282-2003[S].北京:中国水利水电出版社,2003.
- [29] 混凝土拱坝设计规范:DL/T5346-2006[S].北京:中国电力出版社,2007.

Analysis of the maximum dam body flood discharge in large high arch dam; case study in Baihetan Hydropower Station

SUN Shuangke¹, PENG Yu², XU Jianrong²

(1. State Key Laboratory of Simulation and Regulation of Water Cycle in River Basin,
China Institute of Water Resources and Hydropower Research, Beijing 100038, China;
2. Huadong Engineering Corporation Limited, Hangzhou 311122, China)

Abstract: The scale of spillway has great influence on the safety of dam body for high arch dam during flood discharge, which is one of the key technical parameters in the hydraulic design of high arch dam project. According to the results of hydraulic model test for Baihetan hydropower station and the technical reference that the maximum impact pressure on water cushion pond floor should be less than 15.0×9.8 kPa, the maximum dam body flood discharge is given quantitatively, and compared to the others of the same kind project from the unit of water cushion pond water energy dissipation. The test results show that there is a significant correlation between the maximum dam body flood discharge and the maximum impact pressure on water cushion pond floor. In the case of surface outlet operation condition, with the increase of the dam body discharge flow, the maximum impact pressure on water cushion pond floor increases in the form of a power function, and increase obviously. In the case of surface and deep outlet joint operation condition, the maximum impact pressure on water cushion pond floor mainly depends on the discharge flow ratio of surface outlets to deep outlets, basically in a linear relationship.

Keywords: water cushion pond of high arch dam; the biggest impact pressure; surface outlet; deep outlet; discharge flow

(责任编辑:李福田)