

高混凝土拱坝长期安全运行反馈分析

李 季, 孔庆梅

(国家电投集团青海黄河电力技术有限责任公司, 青海 西宁 810016)

摘要:以李家峡大坝为例, 总结分析高混凝土拱坝长期运行中坝基变形偏大、左右 1/4 拱变形不对称、左右 2087 高程扬压力异常和地温较高等 4 方面典型现象, 结合高水位原型试验、综合原型观测资料正分析、反演分析和有限元分析, 并借助规律分析、关联分析和归纳总结等手段, 综合判断李家峡大坝的工作性态。结果表明: 李家峡大坝坝体水平位移变化规律总体正常, 大坝运行状态良好, 设计论证分析正常, 大坝基础经处理后, 满足安全的要求, 具备足够的超载安全度。

关键词:混凝土高拱坝; 原型试验; 有限元计算; 混合模型; 反演分析; 反馈分析; 李家峡大坝

中图分类号:TV642.4

文献标志码:A

文章编号:1006-7647(2018)05-0015-07

Feedback analysis of high concrete arch dams during long term safe operation//LI Ji, KONG Qingmei (National Power Investment Group, Qinghai Yellow River Power Technology Co., Ltd., Xining 810016, China)

Abstract: Taking the Lijiaxia Dam as an example, 4 typical phenomena of high concrete arch dams during long term operation are summarized and analyzed, including the large deformation of dam foundation, the asymmetric deformation at the left and right 1/4 part of the arch, uplift pressure anomaly at the elevation of 2087 at the left and right part of the dam, and the high ground temperature. The behavior of the Lijiaxia Dam was estimated by using high water level prototype test, forward and back analysis, FEM analysis of the observed data with the help of regularity analysis, correlation analysis, generalization and summarization. The results show that the variation of the horizontal displacement of the Lijiaxia Dam is normal as a whole with good operation conditions and the design demonstration and evaluation is normal. After treatment of the dam foundation, it satisfies the safety requirements with sufficient overload safety.

Key words: high concrete arch dams; prototype test; FEM calculation; mixed model; back analysis; feedback analysis; Lijiaxia Dam

在国内外水利水电工程领域, 拱坝以其较高的稳定安全性和经济性得到广泛运用。与同等级别重力坝相比, 拱坝体积较小、结构轻巧, 大大减少了筑坝所需混凝土方量; 同时其自适应能力强, 超载能力较大, 能够更大程度发挥坝基承载能力。全球范围内坝高 200 m 以上的大坝有一半以上是拱坝。新中国成立后, 我国拱坝建设发展迅速。20 世纪 90 年代末期, 随着白山、东风、东江、龙羊峡、李家峡等一批 100~200 m 高拱坝的建成, 我国拱坝设计和施工水平显著提升; 至 1998 年, 四川省二滩拱坝建成, 我国拱坝建设技术达到国际先进水平; 进入 21 世纪, 锦屏一级、小湾、拉西瓦、溪洛渡、构皮滩、大岗山等一批 200~300 m 特高拱坝成功完成建设, 至此, 我国拱坝建设水平跃居世界领先地位^[1]。随着服役时间的增长, 高拱坝长期运行的安全问题愈加得

到重视。高拱坝长期运行过程中, 实时获取大坝工作性态、及时发现运行异常状况, 分析成因, 并采取相应措施保证大坝安全, 是大坝安全运行管理的重要内容。对高拱坝和坝基进行安全监测, 并融汇多种理论和方法对监测资料进行正反分析, 定量分析评价拱坝及坝基的安全状态, 是保证高拱坝长期安全运行的重要手段^[2-5]。此外, 客观、准确地对高拱坝整体稳定和安全性作出评价, 有利于把握拱坝的承载能力, 在长期运行过程中更好地发挥其性能^[6-7]。一般而言, 高拱坝整体稳定和安全性评价常用的方法主要有地质力学模型试验和数值模拟等方法, 通过分析运行期坝肩、坝基及坝体内部的应力和位移分布情况以及其他相关物理和工程指标, 研究拱坝长期运行期工作性态和可能存在的问题, 同时进行拱坝极限承载力分析, 对高拱坝整体安全作出

评价。地质力学模型试验常被用来指导拱坝设计,能够直观地呈现拱坝变形和破坏过程,但在高拱坝地质模型试验中,材料非线性影响很大,为了反映大坝真实工作性态,需要考虑各种非线性影响,因此,进行拱坝的破坏试验时,应重视材料非线性的相似性模拟。拱坝极限承载力研究是高拱坝安全性评价的一种主要方法,也是拱坝整体安全性评价中较为重要的一项指标,工程中主要采用水荷载超容重方法进行研究。地质力学模型试验和数值模拟均通过逐级加大拱坝上游面的水荷载,直至大坝最终丧失承载能力,在此过程中,研究高拱坝位移、应力的变化规律以及裂缝(或塑性区)的扩展过程,通过坝体-坝基系统的一些关键性态变化,求出相应的超载系数进而评价拱坝的安全性。

黄河上游的李家峡三心圆双曲拱坝是我国较早一批建成的高拱坝,坝高 155 m,自 1996 年 12 月下闸蓄水以来,至今已安全运行 20 余年,在其长期运行过程中,综合运用前述的相关手段,及时获取大坝运行性态,对大坝整体稳定和安全性作出评价,并采取相应措施,确保大坝安全运行,取得了较为明显的效果,可为我国高拱坝长期安全运行管理提供借鉴。

1 李家峡拱坝工程简介

1.1 工程概况

李家峡水电站是黄河上游大型梯级水电站之一,属大(I)型一等工程,以发电为主,兼顾灌溉。枢纽工程由混凝土三心圆双曲拱坝、左岸重力墩、左岸副坝、坝后双排机厂房和两岸泄水道等组成。拱坝基础的地质条件复杂,基岩由震旦系黑云更长质条带混合岩及黑云绿泥石闪斜长片岩组成,其间穿插有花岗伟晶岩脉,断裂较为发育,主要有 f20、F20、F26、F27、F32、F43、F50 等断层。坝址区主要断层分布见图 1。坝址右岸山势较高,山体雄厚,左岸为三面临空的单薄山梁。坝址区基本地震烈度为 7 度,枢纽建筑物按 8 度设防。

水库校核洪水位为 2 182.6 m,设计洪水位为 2 181.3 m,正常蓄水位为 2 180 m,相应库容为 16.5 亿 m³。工程于 1988 年 4 月正式开工,1996 年 12 月 26 日下闸蓄水,2001 年 12 月完成工程竣工安全鉴定。2008 年、2014 先后完成大坝安全首次定检和第 2 次定检,定检结论均为正常坝。2002—2017 年注册登记均为甲级^[8]。

1.2 工程特点

1.2.1 地形地质特点

李家峡峡谷全长 5 km,坝址位于峡谷中段。河谷断面呈“V”形,左岸岸坡约 45°,右岸岸坡约 50°,

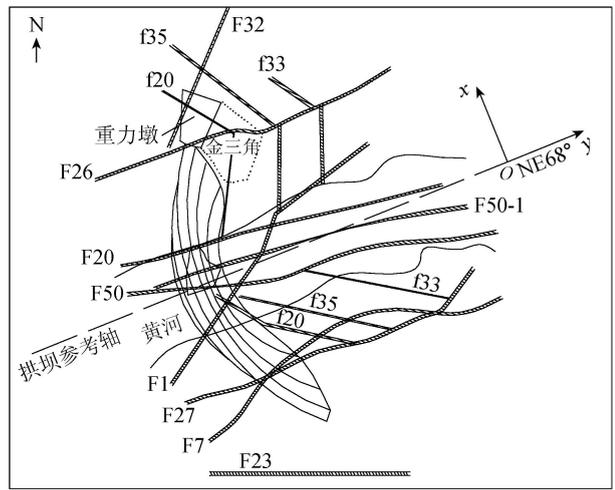


图 1 坝址区主要断层分布示意图

两岸基本对称,坝顶河谷宽高比约 2 : 1。坝址区岩体中断层及裂隙按产状分有 7 组,对工程地质条件起制约作用的主要为前 4 组,分别为:第 1 组产状 NW300° ~ 330°、SW ∠40° ~ 50°,力学性(性质)压性、压扭性(逆断层),代表性断层及裂隙 f32、f33、f35、f20;第 2 组产状 NE60° ~ 80°、NW(SE) ∠75° ~ 85°,力学性(性质)扭性、张扭性(平移正断层),代表性断层及裂隙 F20、F50、F26、F27;第 3 组产状 NE15° ~ 45°、NW(裂隙有 SE) ∠55° ~ 75°,力学性(性质)张性、张扭性(正断层),代表性断层及裂隙 F1、F28、F32、F67;第 4 组产状 NE15° ~ NW345°、NW(SW) ∠8° ~ 25°,力学性(性质)压扭性(逆冲断层),代表性断层及裂隙 F34、F82、F7。由于这些断层裂隙结构面的切割,两岸存在突出的高边坡稳定问题,对左右岸坝肩抗滑、变形、渗漏稳定均有重大影响。坝基岩体呈单斜构造,走向与河流斜交,倾向上游偏右岸,倾角 38° ~ 55°。左岸坝肩岩体受到 F34 缓倾角断层、F32 横河断层、F26 顺河断层、f18、f20、f24、f35、f33 等为代表的层间断层以及随这些伴生的裂隙结构面的切割。

1.2.2 坝体结构特点

拱坝主体结构为三心圆双曲混凝土拱坝,坝顶高程为 2 185 m,最大坝高 155 m,厚高比 0.29,坝顶轴线长 414 m,最大底宽 45 m,坝顶基本厚度 8 m,实际厚度 10 ~ 21 m;分 18 个坝段。左岸 2 157 m 高程以上设有重力墩,左岸重力墩最大高度 28.5 m,长约 57 m。左岸副坝在主坝上游为顺水流向,坝高 32.5 m,坝顶长 100 m,通过翼墙与重力墩连接。在 7 号坝段设有右中孔进水口;15 号、16 号坝段分设有左底孔、左中孔进水口。9 号至 13 号坝段布置 5 条直径为 8 m 的引水钢管,采用坝后背管布置方式。

1.2.3 荷载特点

a. 水压荷载。李家峡是一座日、周调节水库,

受龙羊峡水库调节的影响,水库多年来水过程比较稳定。1996年12月26日水库下闸蓄水,先后经历了6次水位抬升过程,到2001年11月水位到达正常蓄水位,此后李家峡水库基本在2178~2180 m高程运行,2009年高水位原型试验之后,非汛期库水位基本在2180 m高程上下波动运行。水库水位变化过程见图2。

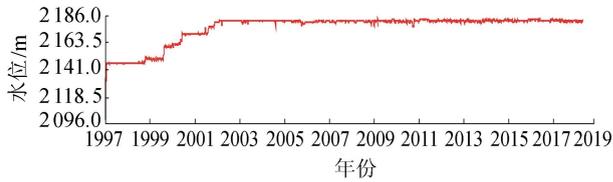


图2 水库水位变化过程线

b. 温度荷载。气温特点:气温呈明显的年周期性变化,每年7—9月气温较高,12月至次年3月气温较低,昼夜温差较大;历史最高日平均气温为29.5℃,最低日平均气温为-13.7℃,日平均气温年变幅在31.9~38.3℃之间。水温特点:2002年以后2100 m高程以下库水温年变幅较小,处于稳定状态。水库水温的分布属稳定分层型,其变温层的深度约为80 m。2100 m高程以上,随着高程的升高,水温周期性年变化越明显。

1.3 工程地质问题及处理情况

考虑近坝区地质构造特点,对大坝工作性态及安全度有影响的主要工程地质问题有:①左坝肩f20断层上盘岩体的抗滑稳定问题,以及岩体模量降低后对坝体和坝基的应力、变形、稳定的影响问题;②河床F50~F20-1~F20之间软弱破碎岩区的变形及对大坝应力、变形的影响问题,以及该区的集中渗漏和可能发生的渗透破坏问题;③左岸F26、右岸F27断层对坝肩岩体稳定的影响问题;④左岸F32、右岸F43断层局部集中渗漏问题;⑤两岸变形不对称问题等。

工程建设时对坝基进行了高压固结灌浆和帷幕灌浆,设置了混凝土塞,对坝基开挖形成了一个横跨11号~13号坝段、水平面积约500 m²、深6 m的深坑。其他问题处理情况具体为:①对左坝肩f20上盘岩体进行了固结灌浆,利用固结灌浆孔设置入岩20 m深的3∅32锚筋桩约1000根,且布置了抗剪传力洞和联系洞。②F26断层地表采用断层槽,浅部采用混凝土置换墙,深部采用钢筋混凝土置换系统,以提高断层影响带的变形模量。③为提高f35断层的变形模量,沿f35断层面开挖了3层平洞,利用相邻高程两层平洞沿f35断层进行高压固结灌浆。④为保证帷幕的完整性,在F32断层和帷幕线交切部位,采用加密加强帷幕灌浆处理。⑤工程运

行中对左岸孤山头新增裂缝、左岸重力墩裂缝、2087 m高程扬压力较高、2087 m高程软弱带等问题做了相应处理。

1.4 三维地质力学模型试验和超载加固

1.4.1 三维地质力学模型试验

为了论证在复杂的地质条件下李家峡大坝坝体和坝肩岩体在外荷载作用下的稳定性和鉴定坝体和基础处理设计的可靠性,探索坝体和基础的安全度和破坏机制及相对超载储备能力,在4个不同阶段进行了4次地质力学模型试验,分析大坝破坏机制,并对其极限超载能力及加固效果进行评价。

第1次在发包阶段进行(1989年),超载试验的安全储备相对后3次高,坝体上游坝踵约在1.5P₀时起裂(P₀为正常水载),坝体的极限承载能力为8.5P₀。

第2次在技术施工阶段进行(1997年2月),试验中岩体的地质参数低于第1次,虽增加了地基处理措施,但岩体参数降低较多,其安全储备下降较多,上游坝踵约在1.2P₀时起裂,极限承载能力为3.5P₀,为此提出需对左岸增加加固措施。

第3次在第2次的基础上,在左岸坝肩下游贴坡角处及重力墩上各增加大吨位锚索(1994年4月),安全度有较大提高,上游开裂在2.0P₀才产生,极限承载能力为5.4P₀。由于加固了左坝肩,下游面的竖向开裂改成斜向拉裂,加锚效果明显。

第4次在第3次的基础上减少了锚索吨位,左坝肩下游贴角由48根减少为15根,重力墩锚索由47根减少为36根,试验结果表明其安全度比第三个低,但能满足坝肩稳定需求,其第一条裂缝是在2.0P₀时产生,极限承载能力为4.5P₀。

1.4.2 超载加固

在蓄水初期,鉴于坝址恶劣的地质条件,根据初期蓄水大坝安全鉴定要求,进行了一系列旨在提高大坝超载安全储备的加固措施,主要有:对河床坝段断层交汇带在坝基廊道内进行中化—798化学灌浆;左坝肩下游新增加贴角混凝土1210 m³,并布置了15根6000 kN级预应力锚索,孔深最深达100 m;在重力墩上布置36根6000 kN级预应力锚索,锚索孔深100 m、85 m、60 m,并覆盖2.5 m厚混凝土;右岸1号坝段下游坝肩布置了29根3000 kN级预应力锚索。

对超载加固处理前后三维有限元计算成果对比,效果明显。通过加固措施的实施,使大坝、坝基及两岸坝肩满足了安全要求,具备了足够的超载安全度,使大坝整体超载安全度提高到了4.5P₀。处理前后三维有限元计算主要成果对比详见表1。

表1 处理前后三维有限元计算主要成果对比

时期	大坝坝址 变形/ mm	坝体最大 主压应力/ MPa	坝基缝 (上游)点 安全度	F20 加锚后 点安全度	F26、F27 处理后点 安全度	整体大坝 安全度
处理前	12	7.4	1.31~1.70	0.8~1.4	≥0.5	3.25P ₀
处理后	9	6.9	1.65~2.30	2.1	>2	4.5P ₀

2 运行安全监测发现的典型现象

通过对李家峡大坝的运行安全性态的实时监测^[9-12],大坝运行过程中出现坝基变形偏大、左右1/4拱变形不对称、左右2087 m高程扬压力异常、地温较高等典型现象。综合考虑这些现象对大坝安全运行的影响,并对其成因进行分析,进而采取了相应措施,保证了大坝的安全运行。

2.1 坝基变形偏大

李家峡大坝基水平位移主要采用倒垂线法进行监测,分别在拱冠2035 m高程、左右1/4拱2087 m高程部位布设了倒垂线。表2为坝基位移统计表。库水位蓄至正常水位时,拱冠基础累计水平位移约7 mm,左右1/4拱2087 m高程部位累计水平位移量分别约为9 mm和11 mm,其增长过程基本与蓄水位的上升相适应,2003年后拱冠基础部位、左右1/4拱2087 m高程部位有2~3 mm的趋势增量。经分析认为:左1/4拱2087 m至拱冠坝基至右1/4拱2087 m范围内坝基存在变形偏大的浅层区域,引起坝基变形偏大。进一步观测表明,该变形基本趋于稳定,对大坝安全性能影响不大。

2.2 左右1/4拱变形不对称

从表2中可以看出,库水位蓄至正常水位时,左右1/4拱坝基径向位移量分别约为9 mm、11 mm,截至2018年4月左右1/4拱坝基径向位移量分别约为11 mm、14 mm。

表2 坝基径向位移 mm

部位	蓄水至正常水位 (2002-03-09)	低温时 (2017-03-28)	高温时 (2017-07-25)	最近 (2018-04-02)
右1/4拱	11.07	14.41	13.51	14.38
拱冠	7.14	9.74	9.55	9.67
左1/4拱	9.17	10.95	10.44	11.00

表3为坝顶径向位移统计表。从表3可知,库水位蓄至正常水位时,左右1/4拱坝顶径向位移量分别为19.77 mm、30.38 mm,截至2018年4月左右1/4拱坝顶径向位移量分别为22.42 mm、34.86 mm。图3为左右1/4拱在不同工况下的挠曲线图,图中明显反映出左右1/4拱变形处于不对称状态。

表3 坝顶径向位移 mm

部位	蓄水至正常水位 (2002-03-09)	低温时 (2017-03-28)	高温时 (2017-07-25)	最近 (2018-04-02)
右1/4拱	30.38	36.62	20.39	34.86
左1/4拱	19.77	24.65	12.64	22.42

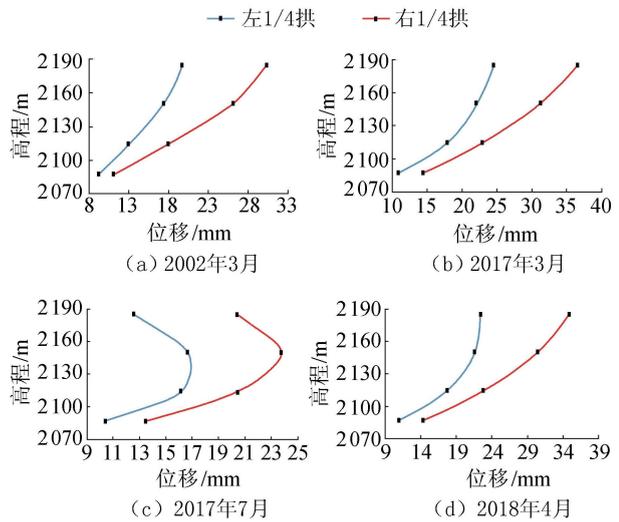


图3 不同时期的挠曲线

2.3 左右2087 m高程扬压力异常

2002—2004年2087 m高程左岸16号、17号和右岸6号坝段扬压力趋势上升,扬压水位最高分别达2128.48 m、2126.48 m、2141.08 m,扬压系数分别为0.39、0.35、0.51。扬压力出现异常后,采取了一系列的检查、试验、分析、处理措施。经统计分析,扬压水位与库水位相关性较好;通过扬压力联动试验表明各孔之间水力联系密切相关,倒垂线测值反映该部位位移偏大,钻孔检查表明坝体与坝基胶结良好,但在坝基下存在岩体薄层破碎区,经过灌浆处理,2087 m高程扬压力明显降低,扬压系数均小于0.2,满足设计要求。

自施工以来对坝基及两岸渗流水共进行了47次水样化验分析工作。分析可知:①坝前库水为弱碱性、微硬水;重碳酸盐碱度比较大,不具有溶出性侵蚀作用;硫酸盐含量不高,不具有此类盐类侵蚀作用。②坝址渗流场地下水对于混合岩体和帷幕体等固相介质有化学侵蚀作用,不同部位地下水的析钙量存在差异;化灌材料的析出对帷幕防渗耐久性效果有不利影响,应注意监测,及时采取措施。

2.4 地温较高

河床部位坝基实测温度在12~15℃,坝体封拱温度自下而上为5.5~10℃。坝基温度与封拱温度偏差较大。

3 高水位原型试验

由于李家峡水库水位抬升至正常蓄水位后水库水位基本维持在高水位,波动幅度不大,大坝未经受反复加载、卸载过程。为了进一步分析三心圆双曲混凝土拱坝的加卸载特性,取得设计洪水位工况下的原型观测资料,提前分析评价设计洪水情况下大

坝安全性态^[13]。2009年利用拉西瓦下闸蓄水的有利时机和非汛期人为调控水库水位(第1次试验:2009年2月22日至3月11日,历时17d,期间水位最高为2181.35m,最低为2174.55m,落差为6.8m。第2次试验:2009年10月16日至11月16日,历时31d,期间水位最高为2180.79m,最低为2178.25m,落差为2.54m),现场利用自动化监测系统对大坝重要部位和重点项目进行1次/小时的加密监测,提取可靠、有效的试验监测数据,获取大坝加卸载过程及设计洪水水位作用下大坝坝体及坝基变形、渗流、应力、应变、接缝等监测资料。应用原型试验期间和运行期的监测资料进行定性定量分析,建立数学模型,进行有限元计算、力学计算、综合分析,评价大坝安全运行性态。开展大坝坝后裂缝成因、稳定性、危害性分析评价,采用左岸坝肩超载加固效果评价,大坝安全快速评估、预控指标确定等方法,建立李家峡大坝安全快速评估系统,完善大坝安全监控体系,分析评价大坝在高水位水位小幅波动下大坝安全运行性态。此外,通过对李家峡历年水库运行情况研究,总结水库运行中水位变化的规律和水库水位控制水平,提出水库水位抬升方式,确定水库非汛期运行上限水位和水位运行区间,研究提高水库水位后的水能效益评价办法,并对原型观测试验期间和长期运行效益进行分析和预测。通过研究得出:在非汛期提高水库运行平均水位不论从大坝安全角度考虑,还是从提高水库经济效益方面考虑,均为可行。此项目建立并完善了大坝安全评价体系,能够快速评价大坝在高水位水位小幅变化下的安全运行性态,提高了大坝安全管理和大坝安全分析评价能力,大坝安全运行处在可控和在控状态。

4 运行安全监测分析与反分析

4.1 有限元计算

为进一步分析评价大坝的变形性态,监控大坝的运行状况,建立水平位移的混合模型,进行拱坝的整体三维有限元分析^[14]。

为模拟各种因素对坝体与基础位移的影响,分析采用了4个有限元模型。模型1为整体不开孔模型;模型2为整体开孔模型(其有限元剖分见图4),考虑左右泄水孔及其基础混凝土、坝后背管和2059m高程镇墩;模型3与模型2类似,但为了模拟坝体混凝土的浇筑、封拱、蓄水过程,模拟了坝体横缝,同时也模拟了左右泄水孔及其基础混凝土、镇墩与坝体之间的伸缩缝;模型4是在模型3的基础上,模拟9号~13号坝块引水钢管上游侧进口处闸墩,以此分析闸墩对坝体位移的影响。

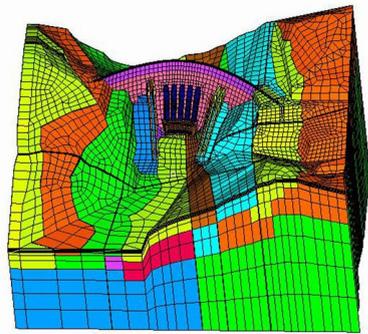


图4 李家峡拱坝有限元剖分(模型2)

利用模型2,考虑2080m、2110m、2140m、2170m、2180m等共5组水位,水压荷载共计算了5组工况。由有限元计算结果分析得出以下结论:①泄水孔及其基础混凝土、背管、2059m高程镇墩对坝体基础位移影响较大。主要原因在于这些结构刚度较大,特别是泄水孔基础混凝土、2059m高程镇墩刚度大,从下游侧对坝体起了支撑作用,减小了坝体及其基础的位移,在一定程度上对坝体起到了增稳作用。②基础位移较大主要在于基岩变形模量较小,基岩偏软。实际上,基岩由表及里30m范围内,基岩变形模量在5GPa~8GPa左右。③所有计算位移与实测值表现出的变形规律完全一致。④6号和16号坝段径向位移不对称的主要原因是右中孔及其基础混凝土对坝体的支撑作用小于左侧泄水孔及其基础混凝土对坝体的支撑作用,这使得6号坝段的径向位移大于16号坝段的径向位移。

4.2 拱坝垂线水平位移的混合模型

为了进一步分析大坝的位移变化规律,建立典型坝段(6号、11号和16号坝段)的混合模型。李家峡大坝变形主要受水压(水深) H 、温度 T 以及时效 θ 的影响,因而大坝的任一点变形 δ 可表示成:

$$\delta = f_H(t) + f_T(t) + f_\theta(t) \quad (1)$$

式中: $f_H(t)$ 、 $f_T(t)$ 、 $f_\theta(t)$ 分别为水平位移的水压、温度和时效分量。

水压分量 $f_H(t)$:假设坝体弹性模量 E_c 和坝基变形模量 E_r ,用有限元计算不同坝前水深 H_i ($i=1, 2, \dots, n, n$ 为水深组数)时,大坝上任一点的位移 δ_{H_i} ($i=1, 2, \dots, n$),根据文献资料^[2]并结合李家峡大坝的实际情况, H_i^j 与大坝变形位移 δ_H 的关系用下列多项式表示:

$$\delta_H = \sum_{i=0}^{n_1} a'_i H_i^i \quad (2)$$

式中: a'_i 为拟合系数; n_1 为最高幂次数,根据李家峡大坝的结构及受力特点, n_1 取4。

由于 δ_H 是在假设坝体和坝基的力学参数(如假设 E_{c0} 和 E_{r0})情况下求得的,因而有限元计算得的位

移 δ_H 与实际测值 $f_H(t)$ 有差异,为此对式(2)进行调整,同时考虑分析时段首次测值的影响,则

$$f_H(t) = X\delta_H = X \left[\sum_{i=0}^{n_i} (a'_i H'_i - a'_i H'_{i_0}) \right] \quad (3)$$

式中: X 为调整参数; H'_{i_0} 为第 i 组建模资料第 1 个监测日对应的水深。

经分析得到混合模型表达式为

$$\begin{aligned} \delta = & a_0 + X \sum_{i=1}^4 a'_i (H'_i - H'_{i_0}) + \\ & \sum_{i=1}^2 \left[b_{1i} \left(\sin \frac{2\pi it}{365} - \sin \frac{2\pi it_0}{365} \right) + \right. \\ & \left. b_{2i} \left(\cos \frac{2\pi it}{365} - \cos \frac{2\pi it_0}{365} \right) \right] + \\ & c_1(\theta - \theta_0) + c_2(\ln\theta - \ln\theta_0) \end{aligned} \quad (4)$$

式中: a_0 为常数项; b_{1i} 、 b_{2i} 、 c_1 、 c_2 为回归系数; t 以天计的监测位移时相对于初始监测日的时间; t_0 为建模资料系列第 1 个监测日到始测日的累计天数; θ 为位移监测日至始测日的累计天数 t 除以 100; θ_0 为建模资料系列第 1 个测值日到始测日的累计天数 t_0 除以 100。

混合模型的参数估计:由式(4)看出,除参数 X 、 c_1 、 c_2 以外,水压分量 δ_H 由有限元计算求得,温度分量 δ_T 和时效分量 δ_θ 用统计模型计算。根据最小二乘原理,可得到 X 、 c_1 、 c_2 、 b_{1i} 、 b_{2i} 。

选取上游水位 2 180 m、2 170 m、2 140 m、2 110 m 和 2 080 m,用模型 2 计算坝体水平位移,由式(2)得坝体垂线测点处水平位移的水压分量 δ_H 的表达式:

$$\delta_H = \sum_{i=0}^4 a_i H'_i \quad (5)$$

混合模型分析资料选用 1996 年 12 月 13 日—2007 年 10 月 16 日的坝体垂线监测资料。由式(4)的混合模型基本方程,结合李家峡大坝的具体情况,得到其坝体垂线测点位移的混合模型表达式为

$$\begin{aligned} \delta = & a_0 + X \sum_{i=1}^4 a'_i (H'_i - H'_{i_0}) + \sum_{i=1}^2 \left[b_{1i} \left(\sin \frac{2\pi it}{365} - \right. \right. \\ & \left. \left. \sin \frac{2\pi it_0}{365} \right) + b_{2i} \left(\cos \frac{2\pi it}{365} - \cos \frac{2\pi it_0}{365} \right) \right] + \\ & c_1(\theta - \theta_0) + c_2(\ln\theta - \ln\theta_0) = a_0 + \sum_{i=1}^4 a_i (H'_i - H'_{i_0}) + \\ & \sum_{i=1}^2 \left[b_{1i} \left(\sin \frac{2\pi it}{365} - \sin \frac{2\pi it_0}{365} \right) + b_{2i} \left(\cos \frac{2\pi it}{365} - \right. \right. \\ & \left. \left. \cos \frac{2\pi it_0}{365} \right) \right] + c_1(\theta - \theta_0) + c_2(\ln\theta - \ln\theta_0) \end{aligned} \quad (6)$$

利用式(6)对径向和切向水平位移的实测资料进行最佳拟合,得到对应各测点径向和切向水平位移混合模型中的回归系数及特征值。从模型回归系数看出:除了 11 号坝段 2 087 m、2 059 m、2 035 m 高程测

点和 16 号坝段 2 087 m 高程测点切向位移回归模型的复相关系数小于 0.8 外,其余测点的径向位移的回归模型的复相关系数均大于 0.80,均方差较小,回归模型的拟合精度较高,可用混合模型分离各个分量,并由此评价大坝的工作性态,其分离结果与统计模型分离结果接近。主要成果如下:①径向水平位移总体上呈年周期变化,低温时坝体向下游位移;高温时坝体向上游位移,这符合拱坝水平位移的一般变化规律。②切向位移受气温变化的影响显著,呈一定的周期性变化。温度升高,右岸 6 号坝块向左岸位移,左岸 16 号坝块向右岸位移;温度下降,上述两坝块测点向两岸位移。③坝体径、切向水平位移主要受温度变化的影响,约占总位移量的 75%~85% 左右,水压分量约占总位移量的 10%~20%;时效分量较小,约占 5% 左右。④在 1997—2002 年,坝前水位有 3 次较大的抬升,因此在此期间水压分量影响较大,而后水位一直较稳定,大坝径、切向位移变化较为平稳,无明显趋势性变化。

综上所述,李家峡水电站大坝坝体水平位移的变化规律总体上正常。

4.3 反演分析

4.3.1 坝体和坝基变模分析

在坝基力学参数反演计算中共用了 22 种材料模拟李家峡坝区内的岩体、处理岩体、以及坝体材料的力学性能。以各种材料的变形模量为主,兼顾泊松比 μ 、线膨胀系数及徐变。由垂线监测变位反馈分析力学参数^[15]。从反演结果看,反演的坝体材料比设计坝体材料变模提高了 50%,坝基岩体材料参数总体上有所提高,比原设计参数提高了 30%~50%,而断层材料的参数不敏感,基本没有变化。

4.3.2 反馈仿真分析计算结果

a. 大坝及基础位移对比。采用反演参数计算的拱端拱冠顺河向位移略小于实测值,但比原设计参数计算值更加接近实测值。

b. 坝体应力计算结果对比。采用设计参数和反演参数计算的拱坝特征应力值可以看出:采用反演参数后,拱坝的基本受力格局变化不大。

c. 大坝及基础点安全度和屈服区。正常工况:①整体点安全度,反演参数高于原设计参数。由于材料变模的提高,点安全度约提高 10%~20%。②原设计和反演参数的点安全度表明,出现较低安全度的地方主要集中在建基面靠近上游的地方,最小处安全度为 1.0,但结构在正常工况下处于稳定状态。③大坝左右岸基础点安全度基本对称,采用反演参数计算结果,左岸在 2 150 m 高程附近略低于右岸,但整体都没有出现屈服。④上下游坝面及基

础均没有屈服区出现。超载工况:①超载过程中,反演参数下,上下游坝面及基础各平切面上的点安全度都不断减小,对应的屈服区的面积较之正常工况下要大。②随着水载的增加,屈服区不断扩大,左右岸拱端屈服面大于河床,左右岸开裂屈服面积基本相当。③在超载作用下左右拱端上下游面出现开裂屈服。④反演参数的屈服区范围都表明,在2倍水载的工况下,局部产生开裂,进一步增加水载,屈服区贯穿直至贯通破坏。⑤河床坝基受到F20、F50、F20-1及f20等交会切割,引起坝基岩体十分破碎,尽管反演参数对其力学参数进行了提高,但在大坝受力作用下,超载试验时荷载达到 $2P_0$ 后还是出现拉开的趋势,在进一步的超载作用下,产生屈服。

d. 河床建基面安全度计算。采用反演参数后河床在超载 $3P_0$ 前基本没有出现开裂屈服,说明河床的加固处理措施效果明显。

4.4 反馈分析

反馈分析的主要成果如下:①河床坝段断层交汇带,左坝肩、重力墩,右岸1号坝段下游坝肩采取了提高大坝超载安全储备的加固措施。通过超载试验,有限元计算分析,李家峡大坝超载设计是合适的。②泄水建筑物基础混凝土和引水建筑物2059m高程镇墩从下游侧对坝体起到了支撑作用,在一定程度上对坝体起到增加稳定的作用。③李家峡双曲混凝土拱坝设计的整体刚度较大,坝后背管对坝体整体刚度影响很小。④坝基地温、扬压力较高,基岩偏软、变形模量偏小、基础变形偏大,地质条件较差时,拱坝下游面支承作用非常重要。⑤左右1/4拱坝段变形不对称,水压、温度等荷载作用下,坝体顺河向位移较大,这与三心圆结构、坝地质条件、坝后支撑作用以及坝体刚度有关。⑥坝体冬季和表面保温,以及对廊道温度进行合理调控对大坝运行极为有利。⑦基础混凝土采用抗腐蚀配方,钻孔检查分析表明效果良好,硫酸盐侵蚀不会对大坝安全构成不利影响。⑧左1/4拱2087m至拱冠坝基至右1/4拱2087m范围内坝基存在变形偏大的浅层破碎区域,经处理后不影响大坝的安全。⑨反演计算的混凝土弹模比设计的大,从变形可以看出,温度接近时年度变形降低,坝的刚度增加,弹模增加。采用反演参数计算的拱端拱冠顺河向位移略小于实测值,但比原设计参数计算值更加接近实测值。

5 结论

李家峡大坝安全运行以来,发现了诸如坝基变形偏大、左右1/4拱变形不对称、左右2087m高程扬压力异常和地温较高等典型现象,通过高水位原

型试验、安全监测正反分析以及工程长期实践运行发现,李家峡大坝坝体水平位移变化规律总体正常,大坝运行状态良好,设计论证分析正常,大坝基础经处理后,满足安全的要求,并具备了足够的超载安全度。

参考文献:

- [1] 王仁坤. 我国特高拱坝的建设成就与技术发展综述[J]. 水利水电科技进展, 2015, 35(5): 13-19. (WANG Renkun. Review of construction achievements and technological development of super-high arch dam in China[J]. Advances in Science and Technology of Water Resources, 2015, 35(5): 13-19. (in Chinese))
- [2] 吴中如,沈长松,阮焕祥. 水工建筑物安全监控理论及其应用[M]. 南京:河海大学出版社, 1990.
- [3] 张毅,李季,李长和. 黄河上游水电开发有限责任公司坝群安全管理模式及经验[J]. 大坝与安全, 2014(3): 7-13. (ZHANG Yi, LI Ji, LI Changhe, Safety management model and experience of dam group of HuangHe Hydropower Development Co., Ltd. [J]. Dam and Safety, 2014(3): 7-13. (in Chinese))
- [4] 张毅,李季,胡锁钢,等. 黄河李家峡大坝原型观测试验研究[J]. 大坝与安全, 2014(6): 48-52. (ZHANG Yi, LI Ji, HU Suogang, et al. Experimental study on the prototype observation of Liji Xia Dam [J]. Dam and Safety, 2014(6): 48-52. (in Chinese))
- [5] 顾冲时,张晶梅. 大坝服役非概率可靠性分析方法[J]. 水利水电科技进展, 2018, 38(5): 1-9. (GU Chongshi, ZHANG Jingmei. Non-probabilistic reliability analysis methods of dam service performance [J]. Advances in Science and Technology of Water Resources, 2018, 38(5): 1-9. (in Chinese))
- [6] 程立,刘耀儒,潘元炜,等. 基于蓄水期反演的锦屏一级拱坝极限承载力分析[J]. 岩土力学, 2016, 37(5): 1388-1398. (CHENG Li, LIU Yaoru, PAN Yuanwei, et al. Research on ultimate bearing capacity of Jinping-I Arch Dam based on impoundment period inversion [J]. Geotechnical Mechanics, 2016, 37(5): 1388-1398. (in Chinese))
- [7] 任青文. 高拱坝安全性研究现状及存在问题分析[J]. 水利学报, 2007(9): 1023-1031. (REN Qingwen. Status quo and problems on safety analysis of high arch dam [J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2007(9): 1023-1031. (in Chinese))
- [8] 谢霄易,聂广明,谭秀娟,等. 青海李家峡水电站大坝安全首次定期检查报告[R]. 尖扎:黄河上游水电开发有限责任公司李家峡发电分公司, 2008.
- [9] 顾冲时,郑东健,乔吉庆,等. 李家峡水电站大坝工作性态分析报告[R]. 尖扎:黄河上游水电开发有限责任公司李家峡发电分公司, 2008.

(下转第47页)