

三峡工程建设与运行期建筑物 安全监测资料分析

杨爱明, 段国学, 马能武

(长江水利委员会长江勘测规划设计研究院, 武汉 430010)

[摘要] 以三峡工程 17 年的安全监测资料为依据, 论述了各主要建筑物在施工建设及运行期变形、渗流渗压及应力应变的变化规律, 细致分析和评价了各建筑物在不同施工阶段、不同环境状态下的运行状态及安全特征。监测结果表明: 在分期蓄水及运行阶段, 库水位的反复消长对大坝的变形有一定的影响; 大坝基础的渗漏量在逐渐减少; 高强度的开挖卸荷对岩石高边坡的变形影响明显; 开挖结束后, 高边坡变形快速收敛, 船闸建筑物的变形较小, 高耸建筑物及船闸建筑物表现出了明显的随温度变化的规律。得出了三峡工程各项安全指标在设计允许范围内建筑物运行安全等重要结论。

[关键词] 三峡工程; 建筑物; 安全监测; 资料分析

[中图分类号] TV698 [文献标识码] A [文章编号] 1009-1742(2011)07-0117-06

1 前言

三峡工程规模巨大, 工程安全监测从设计、施工到管理一直受到建设各方的重视, 建筑物安全监测设计被列为三峡工程单项工程技术设计 8 个项目之一。自 1994 年开始, 先后埋设各类监测仪器 1 万余支。工程安全监测系统对各建筑物变形、渗流、应力应变等进行了全面的监测, 积累了大量数据, 为指导施工、验证设计和工程安全运行评价等提供了科学依据。

三峡工程历经 2003—2006 年的围堰挡水发电期(库水位为 135 ~ 139 m)、2006—2008 年的初期蓄水期(库水位为 145 ~ 156 m)和 2008 年开始的试验蓄水期(库水位为 145 ~ 175 m)。截至 2010 年年底的监测成果表明, 各项测值均在设计允许范围内, 建筑物运行是安全的。

2 大坝监测成果

2.1 大坝变形^[1]

截至 2010 年 12 月, 坝基(坝体基础廊道处)向下游最大位移均在 4 mm 以内, 蓄水后坝基水平位移趋于稳定。坝顶向下游水平位移受库水位和温度变化的影响呈年变化, 符合重力坝的变形规律。各坝段坝顶向下游水平位移测值为 -9 ~ 26 mm(泄 2 号坝段最大, 见图 1、图 2)。河床部位的坝段较大, 岸坡坝段较小。温度对坝顶的影响幅度在 12 mm 左右。近几年, 随着蓄水位的不断提高, 水平位移不断增大, 但累计位移量在设计允许范围内, 大坝是安全的。

大坝基础垂直位移受分期蓄水及时效变形的影响, 最大沉降量达到 17 mm。首次 156 m 蓄水期间, 上游水位上升约 20 m, 上游基础平均沉降量约为 2.2 mm; 第二次 156 m 蓄水期间, 上游水位上升约 10 m, 上游基础平均沉降量约为 1.3 mm; 172 m 蓄水期间, 上游水位上升 26 m, 上游基础平均沉降量约为 2.8 mm。从分布来看, 中间河床深槽段的垂直位移大于两侧岸坡坝段的垂直位移, 越往两侧, 垂直

[收稿日期] 2011-05-10

[作者简介] 杨爱明(1961—), 男, 湖北孝感市人, 教授级高级工程师, 从事遥感信息、监测、测绘专业的生产管理与研究工作;

E-mail: yangaiming@ejsjy.com.cn

位移量越小,上游基础的垂直位移大于下游基础的垂直位移,不存在明显的不均匀沉降。

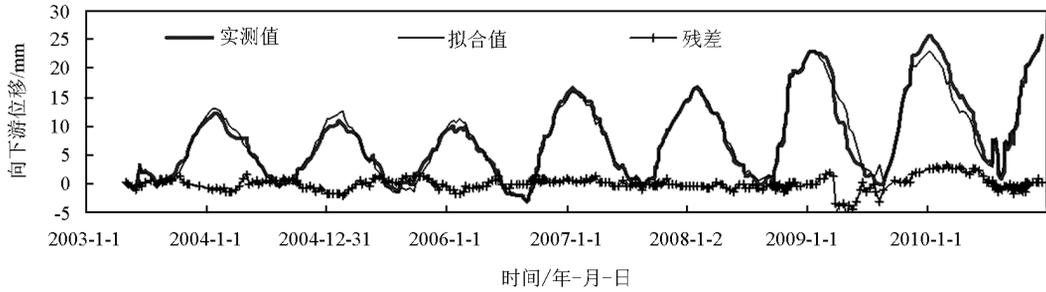


图1 泄2号坝段坝顶实测向下游位移及其拟合值过程线

Fig. 1 Measured downstream displacement and fitted value hydrograph of the dam crest of No. 2 spillway section

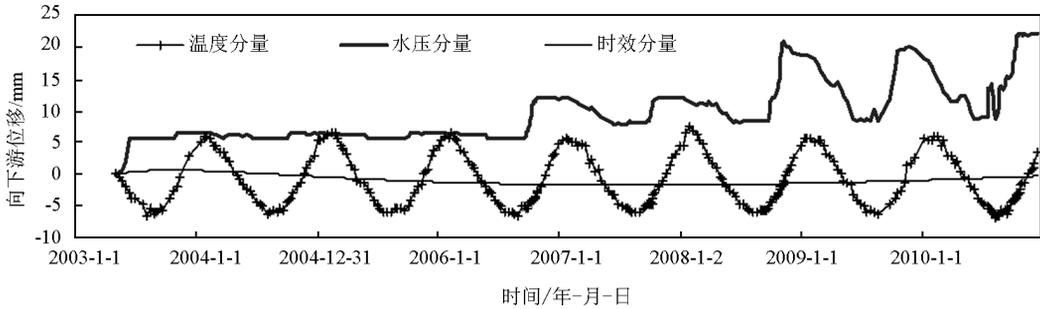


图2 泄2号坝段坝顶向下游位移统计模型各分量过程线

Fig. 2 Component hydrograph of downstream displacement statistical model of the dam crest of No. 2 spillway section

2.2 坝基渗压及渗流量

实测坝基主排水幕处测压管水位在水库蓄水后变化较小。蓄水175 m水位后,各坝段上游主排水幕处的扬压系数均小于0.2,下游主排水幕处扬压系数均小于0.3。左厂1号~5号坝段、升船机上闸首及右厂24号~26号坝段主排水幕下游的基础处于疏干状态。坝基渗压均在设计允许范围内。

左岸(纵向围堰坝段及其以左各坝段)坝基渗流量主要集中在泄洪坝段。坝基渗流量从2003年7月蓄水后的约1100 L/min减少至2010年12月的约243 L/min。右岸坝基渗流量在2008年12月时最大,约400 L/min,之后有所减少,至2010年12月减少为307 L/min。渗流量减少主要是坝前淤积堵塞渗漏通道所致,对坝基防渗是有利的。

2.3 坝踵、坝趾混凝土应力

2003年135 m库水位蓄水前,实测泄2号坝段及左厂14号坝段坝踵铅直向压应力分别为6.01 MPa和3.78 MPa。泄2号坝段各年蓄水前后坝踵铅直向压应力减小值在0.96 MPa以内,坝趾铅直向压应力增加值在1.03 MPa之内。左厂14号坝段各年蓄水前后坝踵铅直向压应力减小值在

0.83 MPa以内,坝趾铅直向压应力增加值在0.30 MPa以内。2010年10月26日库水位为175 m时,泄2号坝段坝踵、坝趾铅直向压应力分别为5.05 MPa和2.73 MPa,左厂14号坝段坝踵、坝趾铅直向压应力分别为2.51 MPa和1.26 MPa。

2.4 左厂1号~5号坝段深层抗滑稳定

左厂1号~5号坝段大坝建基面高程为85~90 m,厂房最低建基面高程为22.2 m,坝后形成坡度约为54°,施工期临时坡高为67.8 m,运行期永久坡高为39.0 m的高陡边坡。且该部位缓倾角裂缝相对发育,使得大坝沿坝基缓倾角结构面的深层抗滑稳定成为工程的重要技术问题,也是监测的关键部位。

垂线观测的左厂1号、5号坝段基础2号排水洞高程50 m处向下游位移为-0.69~0.92 mm,基础1号排水洞高程74 m处向下游位移为-1.26~1.73 mm,坝体上游基础廊道高程95 m处向下游位移为-1.27~2.98 mm,坝顶向下游位移为-3.07~10.32 mm。总的看来,左厂1号~5号坝段基础部位变形是稳定的。

3 船闸监测成果

三峡双线五级船闸是在天然山体中深切开挖兴建,闸室墙采用锚固于边坡上的薄衬砌式结构。船闸开挖后形成南、北两侧岩质高边坡,最大坡高达170 m,闸室边墙部位为直立坡,其高度达50~70 m,两线船闸间保留高50~70 m、宽55~57 m的岩体中隔墩。船闸边坡的稳定性和结构的变形是监测的重点。

3.1 高边坡岩体变形^[2]

对实测位移资料分析表明:边坡表面变形以向闸室方向位移为主,变形主要发生在开挖过程中,变

形受开挖卸荷影响,随开挖深度的增加而增大。开挖结束之后变形速率下降,并逐步收敛,边坡整体是稳定的,水库蓄水及船闸通航对边坡变形无明显影响。从边坡开挖至2010年12月,南、北坡向闸室累计位移为17.79~71.57 mm,中隔墩向临近闸室方向的累计位移北侧为-16.63~31.3 mm,南侧为-3.5~22.01 mm。

直立坡块体部位的卸荷松弛带内的多点位移计、伸缩仪及滑动变形计实测的相对变形测值均在1999年边坡开挖及支护结束之后稳定(见图3)。直立坡块体上的各部位锚索测力计的锚固力是稳定的,表明直立坡块体也均是稳定的。

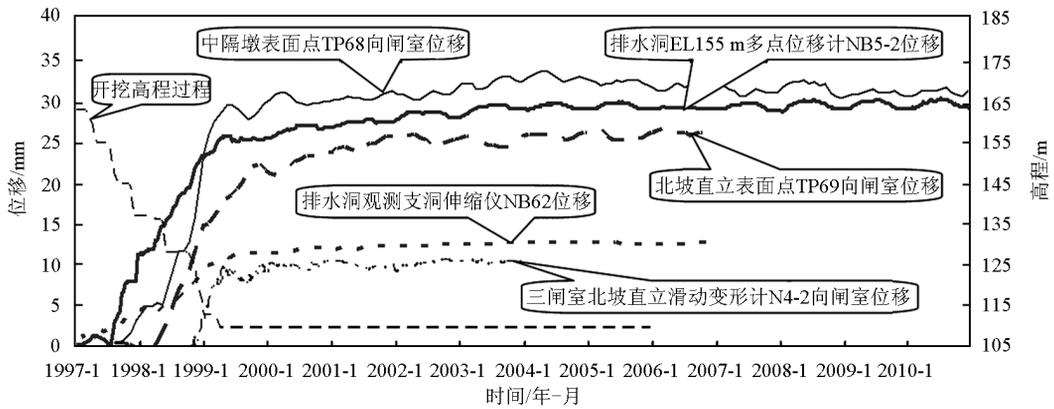


图3 各监测设施典型测点观测的闸室向位移过程线

Fig. 3 Displacement hydrograph towards lock chamber observed at typical observation points

3.2 边坡地下水

实测资料表明,边坡排水洞以上的岩体处于疏干状态,边坡排水洞内绝大部分测压管的水位在边坡排水洞底板高程以下,边坡地下水位已降至设计水位(在各层排水洞洞顶附近)以下,且有一定的富裕度,这对边坡稳定是有利的。闸墙及支持体背面渗压计测值,基本在仪器观测误差范围内,测点部位无明显渗压水,说明墙背和支持体背面排水管有很好的排水降压效果。

3.3 船闸闸首及闸室墙变形^[3, 4]

闸首底部垂直于闸室轴线的位移为-1.5~1.5 mm,各闸首顶部垂直于闸室轴线的位移为-0.29~5.22 mm,平行于船闸轴线的位移为-3.19~4.43 mm。闸室的变形略大于闸首的变形。船闸运行期,南北边坡闸墙变形明显大于船闸中隔墩闸墙变形,且有向闸室临空方向缓慢增加的

趋势,年增加量平均在0.5 mm以下。闸墙具有随气温呈现出年周期性变化特性,周期变化的幅度最大约为2 mm。闸室充水及泄水影响闸墙变位的幅度在1 mm以内。闸墙的变形幅度不影响船闸人字门的正常开启。

3.4 闸首及闸室墙结构锚杆应力

实测48支高强结构锚杆的应力均在137 MPa以内,远小于锚杆设计强度,仅有两支锚杆的应力略大于100 MPa。

4 茅坪溪防护坝监测成果

茅坪溪防护坝为沥青混凝土心墙土石坝,坝顶长1840 m,最大坝高104 m。茅坪溪防护坝从1997年年底开始施工,至2003年12月完工。综合茅坪溪防护坝的各项观测成果可以看出,坝体变形和心墙应变等主要随坝体填筑高度的增加而增大,心墙

两侧的铅直向应变及变形较为对称。2003年蓄水以后心墙应变、心墙基底铅直向应力、心墙与过渡层间的相对变形等实测值没有明显变化,各年试验蓄水前后的测值变化不明显。

4.1 坝体变形

截至2010年10月,坝顶最大向下游水平位移为84.84 mm,最大沉降为201.39 mm,最大位移在坝体中部。蓄水后的2003年7月,各沉降管实测的最大累计沉降量为245~582 mm,坝高最大的0+700断面的累计沉降量最大,最大累计沉降出现在约1/2的坝高处,最大沉降约占坝高的0.64%。各种计算模型计算的施工期坝壳中心部位的最大沉降量为657~1170 mm,约占坝高的0.73%~1.13%,说明实测沉降量在计算范围内,与通常100 m级土石坝的沉降范围也是一致的。沉降管观测的同高程心墙上下游过渡层沉降量的差值不大,平均差值约为37 mm。2003年之后的各年水库蓄水对坝体内部沉降没有明显影响,沉降量基本稳定。

4.2 心墙与两侧过渡层的相对变形

2003年7月,水库蓄水后的位错计观测的心墙与过渡层间的相对变形为3.8~48.5 mm,平均相对变形为17.4 mm,高程105 m处的相对变形最大。心墙的沉降量比两侧过渡层略大,心墙并未因其两侧过渡层的挤压而产生拉伸变形。2003年之后相对变形没有明显变化。

4.3 坝基及坝体渗压

水库蓄水后,渗压计、测压管实测的心墙上游建基面处渗压水位基本与库水位一致,心墙下游建基面及坝体处的渗压水位与下游坝脚处的水塘(下游围堰与防护坝之间)水位是一致的,表明坝基及坝体内渗压均是正常的。

4.4 渗漏量

茅坪溪防护坝和下游围堰间为一个集水塘,其来水不仅有库水造成的大坝及坝基渗水,还有降雨导致的心墙下游坝体集水。剔除降雨的影响,实际坝基及坝体的水库渗漏水流量约在1850 L/min以内,水库试验蓄水后渗漏量略有增大。

5 机组蜗壳监测成果

三峡700 MW水轮发电机组蜗壳规模大,水轮机蜗壳进口钢管直径为12.4 m,进口断面设计内水压力达1.395 MPa(含水锤压力), HD (D 为水电站压力管道的内直径,m; H 为其承受的水头,m。乘

积 HD 值是标志压力管道规模及技术难度的重要参数值)值达1730 m²,是目前世界上已安装的混流式水轮机最大的蜗壳。三峡左右岸电站机组蜗壳其中21台采用保压方式埋设,在右岸电站选择了4台机组蜗壳采用垫层方式埋设,1台机组蜗壳采用直埋方式。直埋方式仍有局部垫层,垫层范围从进口至-45°处。3种埋设方式的蜗壳监测资料分析表明,各项测值均是正常的,保压和垫层方式的蜗壳应力水平没有明显区别,直埋方式的蜗壳应力略小。垫层和直埋方式同样能满足设计要求。

5.1 蜗壳应力

保压蜗壳在充水保压过程中,蜗壳一般产生一个拉应力增量,但环向应力增量比水流向大,各机组保压后蜗壳最大应力约为80~103 MPa。各机组调试运行前后,蜗壳一般产生拉应力增量,环向应力变化比水流向变化明显,蜗壳部位比过渡板变化明显,应力变化最大的部位一般在蜗壳腰部及以上部位。机组调试运行前后的最大应力增量约为132 MPa,运行时的最大应力约为157 MPa。保压方式和垫层方式蜗壳的应力变化、分布和应力水平没有明显的区别。实测应力水平远小于有限元计算的蜗壳最大应力(约200 MPa)。直埋方式的15号机蜗壳应力相对较小,最大应力约为60 MPa。

5.2 蜗壳与外包混凝土间开度

1)垫层方式:蜗壳与混凝土间开度在运行后均产生一个压缩量,26号机垫层最大压缩量达7.70 mm,25号、18号和17号机垫层的最大压缩量分别为3.43、2.37 mm和2.93 mm。各机组开度的变化规律基本一致,一般腰部开度变化最大,顶部次之。

2)保压方式:调试运行前蜗壳与混凝土间开度最大,运行后开度减小。24号、16号、19号和10号机调试运行前后开度的最大变化量分别为6.27、2.11、6.08 mm和3.03 mm。各机组开度的变化规律基本一致,一般腰部开度变化最大,顶部次之。另外,运行期135 m以上库水位条件下实测开度均在0.2 mm的观测误差范围内,蜗壳与混凝土间基本无间隙,表明蜗壳与混凝土是贴紧的,与计算结果也是一致的。

3)直埋方式:充水前各测点开度为-0.15~-0.24 mm,开度均较小;2008年11月11日库水位172.7 m运行时,垫层部位开度为-1.75~-1.05 mm,垫层均有所压缩,其他直埋部位测点开

度为 $-0.11 \sim 0.10$ mm,均无明显间隙。

6 地下电站监测成果

三峡右岸地下电站主厂房开挖尺寸为 $311.3 \text{ m} \times 32.6 \text{ m} \times 87.3 \text{ m}$ (长 \times 宽 \times 高),具有跨度大、覆盖薄、块体多的特点,其上覆岩体一般厚度为 $50 \sim 75$ m,左端最薄处仅为 34 m,施工过程中共揭露了 105 个块体。地下电站主厂房共布设了 7 个观测断面,并且针对开挖过程中揭露的顶拱及边墙的较大块体进行了专门的监测。主要观测断面上观测围岩变形的多点位移计在主厂房开挖之前利用排水洞先行埋设就位并取得基准值。

实测厂房顶拱最大变形约为 2 mm,顶部拱座处最大变形约为 6 mm,边墙最大变形约为 26 mm。实测围岩变形与数值计算值(一般为 $20 \sim 30$ mm)的结果比较吻合,实测变形在 2008 年 6 月主厂房及附近尾水洞、母线洞竖井开挖及支护结束后即收敛。针对块体布设的多点位移计实测变形约在 2 mm 以内,变形均是稳定的。另外,从包括块体的各部位实测锚杆应力及锚索锚固力看,锚杆应力基本在设计范围内,实测锚索预应力总损失为 $-2.0\% \sim 27.6\%$,平均为 12.6% ,锚杆应力及锚索锚固力在开挖支护结束后就基本稳定。

总的看来,三峡地下电站采用合理的开挖支护程序、超前锚固、加强锚固并在尾水管间保留 27 m 高大岩墩的措施,有效减小了厂房全断面开挖高度,限制了围岩变形,使得整个厂房的变形较小,保证了围岩及块体的稳定。

7 结语

三峡工程建设与运行期的监测成果表明,各建筑物的监测数据是正常的,各项测值在设计允许范围内,建筑物的运行是安全的。

1) 大坝坝基(坝体基础廊道处)向下游位移均在 4 mm 以内,包括升船机上闸首、左厂 1 号 ~ 5 号、右厂 24 号 ~ 26 号各坝段的基础均是稳定的。各坝段坝顶向下游水平位移测值为 $-9 \sim 26$ mm,符合重力坝的变形规律。坝基渗压均在设计允许范围内,左厂 1 号 ~ 5 号坝段主排水幕下游的基础处于疏干状态,渗压水位低于坝基控制性缓倾角结构面,对坝基抗滑稳定有利。

2) 船闸边坡变形主要发生在开挖过程中,边坡表面向闸室最大位移为 71.57 mm,包括直立坡块体在内的各部位边坡均是稳定的。闸首顶部向闸室的位移在 5.22 mm 以内,闸首变形不影响船闸人字门运行。水库蓄水位变化对船闸各项监测值没有明显影响。

3) 茅坪溪防护坝的坝体变形、心墙应变、心墙基底铅直向应力、心墙与过渡层间相对变形等主要随坝体填筑高度的增加而增大, 2003 年蓄水以后这些测值没有明显变化。

4) 3 种蜗壳埋设方式的各项测值均是正常的,均能满足设计要求。

5) 实测右岸地下厂房围岩最大变形约为 26 mm,变形在开挖及支护结束后基本收敛。整个厂房的变形较小,围岩及块体均是稳定的。

参考文献

- [1] 吴 瑕,张文胜. 三峡水利枢纽右岸大坝变形规律分析[J]. 人民长江, $2010, 41(20)$: $19 \sim 22$.
- [2] 陈德基,余永志,马能武,等. 三峡工程永久船闸高边坡稳定性研究中的几个问题[J]. 工程地质学报, $2000, 8(1)$: $7 \sim 15$.
- [3] 吴 瑕,郑 敏. 三峡永久船闸水平位移变形监测及成果分析[J]. 人民长江, $2010, 41(20)$: $16 \sim 18$.
- [4] 马能武,叶 青,刘祖强. 三峡永久船闸有水调试与变形分析[C]//水利水电测绘科技论文集. 武汉:湖北辞书出版社, 2003 .

The analysis on structure safety monitoring data of Three Gorges Project in construction and operation

Yang Aiming, Duan Guoxue, Ma Nengwu

(Changjiang Institute of Survey, Planning, Design and Research,
Changjiang Water Resources Commission, Wuhan 430010, China)

[**Abstract**] Based on 17-year monitoring data of the Three Gorges Project (TGP), the change laws of deformation, seepage flow and pressure, as well as stress and strain of the main structures in the period of construction and operation are discussed. Meanwhile, the operational status and safety features of various structures in different construction stages and under different circumstances are analyzed and evaluated in detail. The monitoring results show that the repeated rise and fall of reservoir water level affect the deformation of dam in storage and operation stages; the leakage of dam foundation reduces gradually; the high-intensity excavation unloading influences the deformation of high rock slope significantly. After the excavation, the deformation of high rock slope rapidly decreases, while the deformation of ship-lock is small, but they all vary with temperature obviously. It is concluded that the safety indexes of TGP are within the allowable range of design and the structures are safe in operation.

[**Key words**] Three Gorges Project(TGP); structure; safety monitoring; data analysis

(上接 90 页)

The design of double-line five-step ship-lock of Three Gorges Project

Niu Xinqiang, Tong Di, Song Weibang

(Changjiang Institute of Survey, Planning, Design and Research,
Changjiang Water Resources Commission, Wuhan 430010, China)

[**Abstract**] The general design and layout of the double-line five-step ship-lock, the water delivery technique for high head ship-lock, the key technical problems of fully lined ship-lock and the monitoring techniques for large-scale miter gates and hoisting equipment under complicated operation conditions of the Three Gorges Project (TGP) are introduced. Since the operation of ship-lock in 2003, the operation practice has proved that the design techniques are advanced, rational and reliable. The design and construction of the fully lined ship-lock promotes the development of design theory and practice of ship-lock projects, which makes the construction technology of ship-lock in the world reach a new level.

[**Key words**] Three Gorges Project; double-line five-step; design of ship-lock