察汗乌苏面板坝监测资料分析

李为1,苗喆2

(1. 南京水利科学研究院, 江苏 南京 210029; 2. 中国水电顾问集团西北勘测设计研究院, 陕西 西安 710065)

摘要:建在深厚覆盖层上的混凝土面板堆石坝受力情况比较复杂,采用模型试验方法研究其应力变形规律与 实际情况存在差异,因此,有必要对已经投入运行的覆盖层面板坝的原型观测资料进行整理和分析.通过对察 汗乌苏面板坝安全监测资料的分析,了解了该坝的应力变形性状.察汗乌苏面板坝水平位移和沉降均较小;面 板垂直缝变位小,无脱空现象发生,面板底部局部弯曲变形偏大;防渗墙在蓄水期向下游产生挠度变形,且墙体 上部变形量大于下部;周边缝最大三向变位发生在岸坡,小于设计允许值;大坝的应力变形都在设计允许范围 内,各测点测值已基本趋于稳定,说明在工程特性较好的覆盖层上建高面板坝是可行的.

关 键 词: 混凝土面板堆石坝; 深覆盖层; 安全监测; 应力变形 中图分类号: TV641.4⁺3;TV698.1⁺1 文献标志码: A 文章编号: 1009-640X(2012)05-0030-06

混凝土面板堆石坝具有适应性强、造价低、施工干扰小、工期短、抗震性能较好等优点,是目前国内外土 石坝建设中的首选坝型.在工程中,面板堆石坝的趾板应尽量建在基岩上,这样坝基防渗处理比较简单.但是 当河床覆盖层很深时,将覆盖层开挖至基岩在工程造价上是不允许的,因此,将面板堆石坝的趾板直接建在 覆盖层上,并在坝的上游建立全封闭式或者悬挂式防渗墙,通过连接板(趾板)连接防渗墙与面板,从而形成 一套完整的防渗系统.

目前,国内外已经有将趾板建在深覆盖层上的面板坝工程实例,其中比较有名的包括智利的 Santa Juana 坝和 Puclaro 坝,坝高分别为 106 和 83 m^[1-2].国内在 20 世纪末也开始了这种面板坝的研究,建设了柯柯亚、铜街子、槽鱼滩、梅溪、塔斯特等一批坝高小于 50 m 的覆盖层面板坝;21 世纪以来又陆续建设了一批坝高超过 100 m 的深覆盖层面板坝,其中那兰、察汗乌苏、九甸峡等已经建成,在建的还有斜卡、多诺、金川等坝,其中最高的是九甸峡面板坝,坝高 133 m^[3].

建于覆盖层上的混凝土面板堆石坝的应力变形不论是在竣工期还是蓄水期,都比趾板直接建于基岩上 的面板坝复杂.国内学者李国英、郦能惠、徐泽平等人^[4-8]分别采用有限元模拟或者离心模型试验的方法对 覆盖层上面板坝的应力应变特性做了比较多的研究,得出了很多有意义的结论.但是这两种研究方法都有其 局限性,有限元分析存在堆石料和覆盖层本构模型的选用及参数确定等问题,离心模型试验存在缩尺效应问 题,这些都将导致分析结果与实际情况出现差异.混凝土面板堆石坝是一种经验坝型^[9],对原型监测资料进 行分析对深覆盖层上面板坝理论与技术的发展有重要意义.察汗乌苏面板坝 2008 年建成于新疆开都河上, 本文根据察汗乌苏面板坝的监测资料^[10]对该坝的应力变形规律作简要分析.

1 工程概况

新疆开都河察汗乌苏水电站工程位于新疆维吾尔自治区巴音郭楞蒙古自治州(简称巴州)和静县境内,

收稿日期:2012-01-08

基金项目:国家重点实验室基本科研业务费项目:土石坝深厚覆盖层地基力学参数确定技术研究

作者简介:李 为(1988-),男,湖北武汉人,硕士研究生,主要从事土石坝数值模拟方面的研究.

E-mail: liwei198808@126.com

是开都河中游河段水电规划9个梯级中的第7个电站.水库正常蓄水位1649.00 m,最大坝高110 m,坝顶长337.6 m,覆盖层最大深度为46.7 m.河床覆盖层采用混凝土防渗墙处理,墙深40.8 m,墙底进行帷幕灌浆, 两岸趾板(墙)下进行固结灌浆和帷幕灌浆.大坝自2006年5月开始坝体填筑,至2009年6月底坝体填筑到1653.54 m高程,2007年10月31日下闸蓄水,经过初期蓄水和后期两次水位抬升,2009年6月水位接近正常蓄水位1649 m高程.

2 监测系统布置

深覆盖层上的混凝土面板堆石坝需要在上游设置防渗墙,并利用连接板连接防渗墙和趾板.因此在监测项目上,除了需要对面板、坝体及周边缝进行应力变形监测外,还需要监测防渗墙的应力变形,周边缝除了面板与趾板之间的接缝,还包括趾板-连接板-连接板-防渗墙之间的缝.表1列出了各监测项目的使用仪器及其布置情况,图1为坝左0+150.00m断面监测布置,图2为坝左0+202.00m断面坝基监测布置.

Tab. 1 Arrangement of monitoring instruments							
部 位	项目	仪器	监测断面				
大坝	水平位移	水平位移计	坝左0+094.00 m,坝左0+150.00 m,坝左0+195.00 m				
	 沉 降	电磁式沉降管	最大坝高断面				
		水管式沉降仪	坝左0+094.00 m,坝左0+150.00 m,坝左0+195.00 m,最大坝高断面				
	土压力	土压力计	坝左0+154.00 m				
	挠度变形	固定测斜仪	坝左0+200.00 m,坝左0+226.00 m,坝左0+244.00 m				
吃冷萍		钢筋计					
忉诊垣	应力应变	应变计	坝左0+202.00 m,坝左0+220.00 m				
		无应力计					
	挠度变形	固定测斜仪	坝左 0+094.00 m,坝左 0+195.00 m				
	垂直缝变形	单向测缝计	坝左0+160.00 m,坝左0+172.00 m,坝左0+196.00 m				
面板		两向测缝计	靠近岸坡的部分垂直缝断面				
	脱空	脱空计	坝左0+096.00 m,坝左0+154.00 m,坝左0+202.00 m,坝左0+247.00 m				
	应力应变	钢筋计					
		应变计	坝左0+096.00 m,坝左0+154.00 m,坝左0+202.00 m,坝左0+247.00 m				
		无应力计					
周边缝	变位	三向测缝计	左岸,右岸,河床剖面包括坝左0+202.00 m,坝左0+224.00 m,坝左0+247.00 m				

表 1 监测仪器布置 Tab.1 Arrangement of monitoring instruments



图 1 坝左 0+150.00 m 断面监测布置

Fig. 1 Arrangement of instruments in crosssection 0+150.00 m





Fig. 2 Arrangement of instruments of dam foundation in cross-section 0+202.00 m

3 应力变形分析

3.1 坝体的应力变形

3.1.1 坝体的变形分析

(1)顺河向水平位移.坝体内部水平位移通过水平位移计进行观测.图 3为 EX3 水平位移计(坝左 0+

150.00m,高程1573.00m)各测点(EX3-1~EX3-7)水平 位移过程线.由于坝后观测房基准点测值有误,图3中水 平位移值均以坝轴线测点EX3-4作为基准点(即EX3-4 测点水平位移为0,图中未画出).

在坝体填筑期,坝轴线上游测点向上游位移,最大位 移值为42.8 mm,发生在EX3-1测点,坝轴线下游测点向 下游位移,最大位移值为24.5 mm,发生在EX3-7测点, 上游测点越靠近上游面位移量越大,下游测点越靠近下 游面位移量越大.2007年1至11月期间,未进行坝体填 筑,上游测点仍有向上游位移的趋势,下游测点有向下游 位移的趋势,说明坝体在此期间发生了流动变形.水库蓄 水之后,坝体测点产生向下游移动的趋势,且越靠近上游 坝坡的测点位移量越大,向下游的最大位移值为 23.7 mm,发生在EX3-1测点;坝轴线下游测点基本不受 蓄水影响.坝体顶部1650.5 m高程以上的填筑及后期水 位抬升对坝体水平位移影响较小.截止到2010年5月 28日,测点测值已基本稳定,坝体向上游最大位移 25.4 mm,发生在EX3-2测点;向下游最大位移25.1 mm, 发生在坝下EX3-7 测点.

(2)沉降变形.坝体沉降变形监测采用电磁式沉降 管和水管式沉降仪相结合的方法.由于仪器损坏等原因, 沉降资料中只有 DTC3 沉降管(坝左0+159.90m,坝下0+ 040.00m)测值较为准确.DTC3 沉降管各测点(DTC3-1 ~DTC3-12)沉降过程线见图4.



在坝体填筑期,随着坝体的填筑,各测点沉降逐渐增大,蓄水前最大沉降值为50.0 cm,发生在DTC3-8 测点,覆盖层顶面沉降为34.7 cm;水库蓄水之后,坝体各测点沉降有增大的趋势.截止到2009年10月,测点 最大沉降值为53.8 cm,发生在DTC3-8 测点,覆盖层顶面沉降为37.6 cm.对比水库蓄水前、后坝体最大沉 降与覆盖层顶面沉降,蓄水前坝体产生的沉降占总量的92.94%,覆盖层在填筑期产生的沉降占总量的 92.29%,说明坝体和覆盖层的沉降主要发生在坝体填筑期.2007年1至11月期间,在DTC3竖直测线上,覆 盖层顶面测点(DTC3-4)沉降变形增加了8.4 cm,而测线顶部测点(DTC3-12)在此期间的沉降变形为 13.8 cm,由此算得坝体填筑料产生的沉降变形为5.4 cm,可见该测线上覆盖层比坝体填筑料产生了更大的 流动变形.

混凝土面板坝的沉降率(坝体最大沉降/最大坝高)一般在 0.5% 以内^[11-12].察汗乌苏面板坝施工期和 蓄水期的沉降率分别为 0.455% 和 0.489%,均小于 0.5%,说明该坝的沉降变形在正常范围之内.影响坝体 沉降的主要因素是堆石体的堆石料母岩的性质及其密实度^[13],察汗乌苏面板坝主堆石料为砂砾石,碾压后 刚度很大,这是察汗乌苏面板坝沉降较小的主要原因.从图4 可见,DTC3 沉降管测点沉降过程线与坝体填筑 过程线趋势基本一致,而且测点沉降达到稳定的时间很短,这说明坝体沉降变形主要受填筑荷载控制,且砂 砾石作为堆石料后期变形很小.

3.1.2 坝体应力 土压力计埋设在坝左0+154.00 m 断面,以监测坝体内部应力变化.每个测点均布置 3 支,共有27 支土压力盒,分别监测水平(上下游方向)、竖直和倾斜(平行于坝表面)的土压力.

在坝体填筑期,测点压力随着坝体填筑的进行逐渐增大.截止到 2007 年 10 月 31 日水库蓄水前,垂直向 最大测值为 650 kPa,发生在 E³4 测点(坝下 0+040.00 m,高程 1 544.00 m);水平向最大测值为 4 00 kPa,发 生在 E³1 测点(坝上 0-080.00 m,高程 1 544.00m);倾斜向最大测值 300 kPa,发生在 E³4 测点.2007 年1 至 11 月期间,坝体填筑施工停止,大部分测点压力基本保持不变,有些测点出现压力减小的现象.水库蓄水之 后,各测点压力增大.后期水位抬升和坝顶 1 650.5 m 高程以上的填筑对测点土压力影响不大.截止到 2009 年8 月 25 日,垂直、倾斜和水平方向的最大土压力都发生在 E³1 测点,依次为 790,630 和 680 kPa.

3.2 面板的应力变形分析

3.2.1 面板变形 面板的挠度通过固定测斜仪测量.以趾板作为基点,通过固定测斜仪测得的斜率值由下至上推算面板的挠度变形.在初期蓄水和后期2次抬水过程中,坝左0+195.00m断面测点均向下游位移.以 蓄水前测值为基准,截止到2010年5月26日,面板最大挠度达到84.8 cm,发生在面板顶部,面板底部测点 受趾板的约束,产生的位移量明显小于上部测点,但是底部发生了较大的弯曲变形,斜率最大值达到 22.7 mm/m.坝左0+094.00 m断面的面板变形规律类似,其最大挠度值为29.5 cm,斜率最大值为8.5 mm/m.

在水库蓄水前,面板与垫层之间的脱空计测点测值基本接近于0;在水库初期蓄水及后期水位抬升过程中,各测点测值都有减小的趋势;截止到2010年5月28日,各脱空计测点测值在-2.7~0.2 mm之间,基本都处于压缩状态.

3.2.2 面核应力 根据应变计和无应力计资料,在水库蓄水前,应变机组测点基本处于受压状态,最大应变为 300 μξ.水库初期蓄水及后期抬水过程中,各应变计组测点压应力增大.截止到 2010 年 5 月 28 日,各测点 基本呈受压状态,测值基本趋于稳定或呈周期性变化,最大压应变约为 650 μξ.

3.3 防渗墙的应力变形分析

3.3.1 防渗墙变形 在初期蓄水及后期水位抬升过程中,防渗墙在水荷载作用下向下游移动.由于防渗墙下部受基岩的约束,下部测点的挠度明显小于上部测点.以水库蓄水前测值为基准,2008 年 6 月水库蓄水至1 620 m 高程,坝左 0+200.00 m 断面防渗墙最大挠度变形为 7.10 cm,发生在防渗墙顶部;坝左 0+244.00 m 断面防渗墙最大挠度变形为 6.91 cm,发生在防渗墙上部.截止到 2010 年 5 月 28 日库水位1 627.39 m高程,坝左 0+200.00 m 断面防渗墙最大挠度变形为 12.9 cm,发生在防渗墙上部.坝左 0+244.00 m断面防渗墙最大挠度变形为 7.1 cm,发生在防渗墙中上部.

3.3.2 防渗墙应力 根据钢筋计监测资料,在坝体填筑过程中,上游压重的填筑使得钢筋计测点的压应力 增加,拉应力减小,水库蓄水前,各测点测值都在-40~30 MPa之间;水库蓄水过程中,测点压应力有继续增 大的趋势;后期水位抬升产生的应力变化趋势不明显.截止到 2010 年 5 月 28 日,防渗墙拉应力最大值为 42.69 MPa,压应力最大值在 70 MPa 以下.

3.4 周边缝及垂直缝变形

覆盖层上面板坝的周边缝系统既是坝体防渗体系的关键部位,也是防渗系统的薄弱环节[4.7.14].

水库蓄水前,周边缝测点测值都在5 mm 以下.初期蓄水及后期水位抬升过程中,测点测值都发生了一定的变化,大部分测点测值变化不大.河床部位周边缝一般表现为压缩量增大,两岸边坡部位周边缝一般表现为张开量增大.截止到2010年5月28日,两岸岸坡部位和河床部位周边缝张开、压缩、剪切和沉降方向的最大值见表2.对比周边缝测点各个方向的最大值可以看出:两岸岸坡部位的最大张开、剪切和沉降变形都大于河床部位.由观测资料可见,察汗乌苏面板坝的周边缝三向变位中,岸坡部位周边缝沉降较大,周边缝三向变位均小于设计标准值(张拉方向5 cm,剪切方向5 cm,沉降方向7 cm).

在施工期,面板垂直缝测点都处于张开状态,测值基本都在5mm以下.水库初期蓄水和后期水位抬升过 程中,中央面板的垂直缝测点产生压缩变形;靠近边坡面板的垂直缝测点测值变化不明显,沉降方向变形受 水库蓄水和水位抬升影响有增大现象. 截止到 2010 年 5 月 28 日,中央面板的垂直缝测点主要为压缩状态, 开合度基本在-1.0~1.1 mm 之间;靠近边坡面板的垂直缝测点主要为张开状态,开合度一般在 3 mm 以内, 沉降方向测值一般在 7 mm 以内.

			j	
部 位	张开/ cm	压缩/ cm	剪切/ cm	沉降/ cm
岸坡	1.8	0.7	2.0	4.7
防渗墙与连接板	0.9	0.7	1.2	1.1
连接板	0.7	1.0	0.3	1.8
趾板与连接板	1.9	均为张开	0.7	2.9

表 2 周边缝变位最大值

Tab. 2 Maximum displacement of the perimeter joints

4 结 语

(1)由于坝体堆石区采用砂砾石料填筑,坝体变形较小.砂砾石作为填筑料还具有沉降稳定速率快,后 期变形小等优点.2007年1月至2007年11月期间,坝体填筑施工停止,坝体的水平位移和沉降变形仍有所 增加,且覆盖层的沉降量大于坝体填筑料的沉降,说明覆盖层在此期间产生了更大的流动变形.

(2) 面板的垂直缝变位很小,工作状态良好,脱空计基本处于压缩状态,说明面板与垫层接触良好,无脱 空现象. 面板底部弯曲变形较大,工作性状值得重视.

(3)防渗墙在蓄水期向下游发生挠度变形,墙体上部变形量大于下部变形量.

(4)大坝岸坡周边缝的最大三向变位大于河床周边缝的变位,岸坡周边缝最大沉降变位偏大,但在设计 允许范围内.

(5)大坝的应力变形基本都在设计允许范围内,截止到2010年5月28日,各测点测值已基本趋于稳定. 察汗乌苏面板坝监测资料表明,在覆盖层工程特性较好的情况下,深覆盖层上建高面板坝是可以满足应力变 形要求的.

参考文献:

- [1] ASTETE J, MARTIN L S, ALVAREZ L. Santa Juana CFRD for irrigation in northern Chile [J]. International Journal on Hydropower and Dams, 1992, 44(4): 42-44.
- [2] NOGUERA G, VIDAL L. Design and construction of Chile's Puclaro dam[J]. International Water Power and Dam Construction, 1999, 51(9): 16-19.
- [3] XU Ze-ping. Technical progress of CFRD constructed on deep alluvium [C] // JIA Jin-sheng, SUN Zhi-yu. Modern Rockfill Dams—2009. Beijing: China Waterpower Press, 2009: 45-51.
- [4] 李国英. 覆盖层上面板坝的应力变形性状及其影响因素[J]. 水利水运科学研究, 1997(4): 348-356. (LI Guo-ying. Stress-strain behavior and its affecting factor of CFRD built on riverbed alluvium[J]. Journal of Nanjing Hydraulic Research Institute, 1997(4): 348-356. (in Chinese))
- [5] 李国英, 沈珠江, 吴威. 覆盖层上混凝土面板堆石坝离心模型试验研究[J]. 水利水电技术, 1997, 28(9): 51-54. (LI Guo-ying, SHEN Zhu-jiang, WU Wei. Centrifuge model test for concrete face rockfill dam constructed on coverburden layer[J]. Water Resources and Hydropower Engineering, 1997, 28(9): 51-54. (in Chinese))
- [6] 郦能惠,米占宽,孙大伟. 深覆盖层上面板堆石坝防渗墙应力变形性状影响因素研究[J]. 岩土工程学报, 2007, 29 (1): 26-31. (LI Neng-hui, MI Zhan-kuan, SUN Da-wei. Study on affecting factors of stress-deformation of diaphragm walls for concrete face rockfill dams built on thick alluvium deposit[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, 29(1): 26-31. (in Chinese))
- [7] 徐泽平,侯瑜京,梁建辉. 深覆盖层上混凝土面板堆石坝的离心模型试验研究[J]. 岩土工程学报,2010,32(9):1323-1328. (XU Ze-ping, HOU Yu-jing, LIANG Jian-hui. Centrifugal model tests on CFRD on deep alluvium foundation [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(9): 1323-1328. (in Chinese))

- [8] 徐泽平. 混凝土面板堆石坝应力变形特性研究[M]. 郑州: 黄河水利出版社, 2005: 107-127. (XU Ze-ping. Study on the stress and deformation properties of concrete-face rock fill dam[M]. Zhengzhou: Yellow River Conservancy Press, 2005: 107-127. (in Chinese))
- [9] COOKE J B, SHERARD J L. Concrete face rockfill dam: II Design[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1987, 113(10): 1113-1133.
- [10] 顾永明,陈树联. 新疆开都河察汗乌苏水电站工程安全监测资料分析报告[R]. 西安:中国水电顾问集团西北勘测设 计研究院, 2010. (GU Yong-ming, CHEN Shu-lian. Report of safe monitoring data of Chahanwusu hydropower station of Kaidu River in Xinjiang[R]. Xi'an: North-West Hydroelectric Investigation & Design Institute, 2010. (in Chinese))
- [11] 司洪洋. 混凝土面板堆石坝监测(3)[J]. 大坝观测与土工测试, 1995, 19(2): 41-44. (SI Hong-yang. Monitoring on CFRDs(3)[J]. Dam Observation and Geotechnical Tests, 1995, 19(2): 41-44. (in Chinese))
- [12] KIM Y S, KIM B T. Prediction of relative crest settlement of concrete-faced rockfill dams analyzed using an artificial neural network model[J]. Computers and Geotechnics, 2008, 35(3): 313-322.
- [13] 郦能惠. 中国高混凝土面板堆石坝性状监测及启示[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(2): 165-173. (LI Neng-hui. Performance of high concrete face rocfill dams in China and its inspiration[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(2): 165-173. (in Chinese))
- [14] 温续余,徐泽平,邵宇,等. 深覆盖层上面板堆石坝的防渗结构形式及其应力变形特性[J]. 水利学报,2007,38(2):
 211-216. (WEN Xu-yu, XU Ze-ping, SHAO Yu, et al. Study on seepage blocking structure in CFRD built on deep alluvium foundation[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2007, 38(2): 211-216. (in Chinese))

Stress and deformation analysis of Chahanwusu concrete face rockfill dam (CFRD) based on monitoring data

LI Wei¹, MIAO Zhe²

(1. Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210029, China; 2. North-West Hydroelectric Investigation & Design Institute, Xi'an 710065, China)

Abstract: On account of complex force conditions of concrete face rockfill dams (CFRD) built on deep overburdens, and the results of centrifugal or numerical experiments usually being somewhat different from the real situation, it is necessary to collate and analyse the monitoring data of dams that have been put into operation. The stress and deformation characteristics of Chahanwusu CFRD are recognised by analysing the monitoring data. Since the main rockfill zone is filled with gravel soil, both horizontal displacement and settlement are not great. The vertical joints displacement is very small and there is a little interspace between the face slab and the cushion layer, but the bending of the bottom area of the face slab is relatively large. Downstream deflection occurs on the cutoff wall during impoundment, and the deflection of the upper part of the cutoff wall is larger than the deflection of its lower part. The maximum displacement of perimeter joints which occur in the abutment instead of in the riverbed is smaller than the allowable value. The stress and the deformation of the dam both fall within the allowable range and the measured values have been stabilized, which indicates that it is feasible to construct high CFRD on deep overburdens of good engineering properties.

Key words: concrete face rockfill dam(CFRD); deep alluviums; safety monitoring; stress and deformation