

经历汶川特大地震的紫坪铺水利枢纽工程安全监测分析

宋彦刚， 由丽华， 王 昆， 龙选明， 补翔成
(四川省紫坪铺开发有限责任公司,四川 成都 610059)

摘 要:紫坪铺水利枢纽工程经受了汶川特大地震的考验,运行性态良好,说明枢纽工程选址科学、设计合理、施工质量优良。研究结果表明,地震只造成紫坪铺水利枢纽工程局部的破坏,经灾后重建修复后,枢纽工程各建筑物运行良好。

关键词:地震;大坝变形;高边坡变形;堆积体稳定性

中图分类号:P315;TV61; X924.2 文献标识码: B 文章编号:1001-2184(2018)04-0007-07

0 引 言

汶川特大地震至今已有 10 年,紫坪铺水利枢纽工程积累了大量的地震前后监测数据。以往学者多利用监测数据和概念化模型来研究施工期大坝变形趋势及地震对大坝、高边坡的变形影响^[1-4],而在枢纽工程全局性的监测分析研究方面较少。因此,通过对工程建设期以来的监测数据进行综合分析,探讨地震对紫坪铺水利枢纽工程的影响及当下枢纽工程的运行性态具有重要意义。

1 工程概况

1.1 工程简介与规模

紫坪铺水利枢纽工程位于岷江上游,是一座以灌溉和供水为主,兼有发电、防洪、环境保护、旅游等综合效益的大型水利枢纽工程,也是都江堰灌区和成都市的水源调节工程。水库正常蓄水位高程 877.00 m,汛期限制水位高程 850.00 m,防洪高水位高程 861.60 m,设计洪水位高程 871.20 m,校核洪水位高程 883.10 m,正常蓄水位库容 9.98 亿 m³,防洪库容 1.664 亿 m³,调节库容 7.74 亿 m³,校核洪水位以下的总库容 11.12 亿 m³,为不完全的年调节水库。水库控制灌溉面积约 93.33 万公顷,水电站装机容量 4×190 MW,多年平均发电量 34.17 亿 kWh。根据枢纽工程的规模、效益及重要性,紫坪铺水利枢纽工程属大(I)型工程。

水利枢纽工程由混凝土面板堆石坝、溢洪道、泄洪排沙隧洞、冲沙放空隧洞、引水发电隧洞和发电厂房等永久性建筑物组成。枢纽工程的主要挡

水建筑物为 I 级建筑物,按 1 000 年一遇洪水设计(流量 8 300 m³/s),可能最大洪水校核(流量 12 700 m³/s);发电厂房为 2 级建筑物,按 100 年一遇设计洪水设计,500 年一遇洪水校核。挡水建筑物地震设计烈度为Ⅷ度,其余永久性建筑物地震设计烈度为Ⅶ度^[5]。

1.2 区域地质及地震

枢纽区处于龙门山断裂带中央断裂与前山断裂之间,“5·12”地震前的历史地震资料表明,工程临近地区(40 km 范围)未发生强震,其最大地震为灌县地震,距坝址 5 km,震级为 4.75 级。“5·12”地震后,国家地震局将距震中 17.7 km、距中央断裂地表破裂垂直距离约为 5.5 km 的紫坪铺水利枢纽工程坝址区的地震烈度进行了修正,地震基本烈度由原来的Ⅶ度提高到Ⅷ度。

1.3 监测项目

紫坪铺水利枢纽布置了较完善的监测系统,主要有四大类:

- (1)大坝监测,含大坝内、外部变形监测及混凝土面板应力应变、渗流、强震等监测项目;
- (2)高边坡变形监测,含引水发电洞进出口边坡、泄洪排沙洞进出口边坡、溢洪道边坡等边坡的变形监测;
- (3)地下洞室的结构力学和水力学原形监测、闸门及金属结构运行监测,含泄洪排沙洞、冲沙放空洞、溢洪道、引水发电洞的塔体、隧洞结构、高速水流等运行状况监测;
- (4)水库库岸变形和左岸坝前堆积体监测。

2 大坝监测

收稿日期:2018-02-18

紫坪铺坝为钢筋混凝土面板堆石坝,坝顶高程 884.00 m,坝顶宽 12 m、长 663.77 m,防浪墙高程 885.40 m,最大坝高 156 m。大坝分三期填筑,其上游坝坡为 1:1.4,下游坝坡在 840.00 m 高程上、下分别为 1:1.5 与 1:1.4(见图 1)。大坝面板分三期施工,Ⅰ、Ⅱ期面板浇筑顶高程分别为高程 796.00 m 和 845.00 m。面板顶部厚 30 cm,底部

厚 83 cm,混凝土强度等级为 C₂₅。面板共有 48 条 12.5 mm 宽的垂直缝,其中中部压缝 29 条,两岸拉缝 19 条。面板与趾板间的周边缝设有 2 道止水,宽 12.5 mm。坝趾板下设置有两排防渗帷幕,下游排主帷幕最大深度 102 m,深入基岩相对隔水层 5 m 以上;上游排副帷幕最大深度 62 m,约为下游排副帷幕的 0.6 倍。

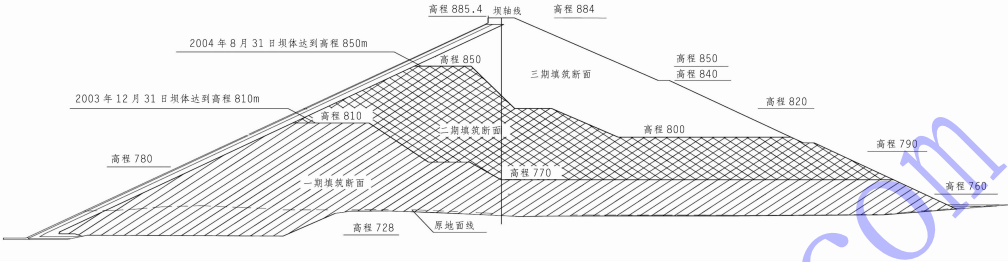


图 1 大坝分期填筑图

大坝布置有较多的监测仪器监测坝体施工与后期运行性态。大坝的 DAM0 + 251 m 与 DAM0 + 371 m 断面为坝体变形监测断面,埋设水平位移计与水管式沉降仪等仪器;在混凝土面板内部埋设钢筋计监测面板钢筋应力,埋设应变计监测混凝土应力应变;在面板垂直缝埋设单向测缝计,

面板周边缝埋设三向测缝计,面板与垫层间埋设两向脱空测缝计等监测仪器;防浪墙顶部及坝后坡布置外观监测点监测大坝外观变形。除部分监测仪器在“5·12”地震中受损外,其他仪器均正常运行,监测仪器完好率 84%。混凝土面板及板间缝、周边缝的监测仪器布置情况见图 2。

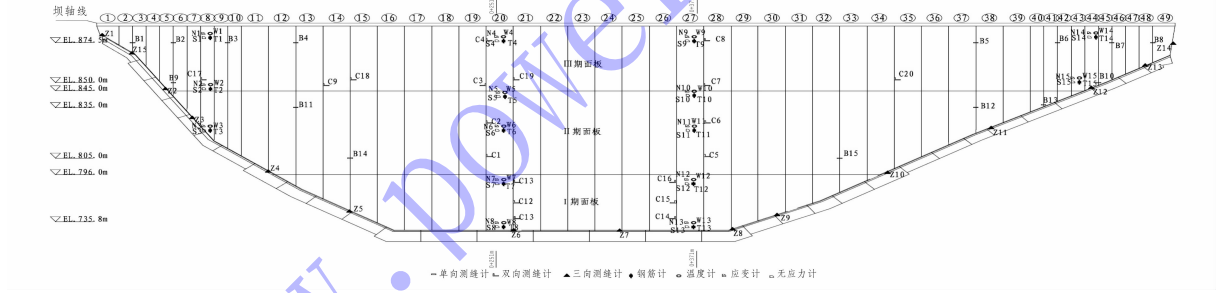


图 2 大坝面板监测仪器布置图

2.1 大坝变形特征
2.1.1 外观变形

紫坪铺大坝布置有外观监测点 32 个,其中坝顶防浪墙 16 个,坝后坡 16 个(见图 3)。监测值正负号规定:X 向与坝轴线平行,向左岸变形为正;Y 向垂直于坝轴线,向下游变形为正;Z 向沉降变形,以铅垂向下为正。目前,外观监测点均能正常运行。

2008 年 4 月以前,大坝外观监测点受初期蓄水影响的变形特征为:靠近左岸的监测点向右岸变形,Y₄ 为最大变形量测点,其值为 -34.4 mm;靠近右岸的监测点向左岸变形,Y₁₁ 为最大变形量

测点,其值为 33.0 mm;大坝中部的监测点主要以向下游方向变形为主,在向下游向变形上,坝后坡较高高程监测点的变形量大于较低高程监测点,Y₁₉ 为向下游向最大变形量测点,监测值为 99.9 mm;原河床段填筑的坝体沉降变形大于岸坡段填筑的坝体,最大沉降变形监测点 Y₁₉ 的值为 188.3 mm。地震前坝体的变形符合大坝变形一般的规律。

“5·12”汶川特大地震导致大坝变形明显,统计分析地震前后的监测数据发现其变形特征如下:靠近左岸的外观点向右岸变形了 150~270 mm,靠近右岸的外观点向左岸变形量在 50 mm

内;靠近左坝间的观测点向上游变形了 0 ~ 200 mm,靠近右岸的外观点向下游变形了 250 ~ 350 mm;坝体沉降变形量在 7.7 ~ 790.6 mm 之间,较大沉降值集中在原河床段,最大值出现在 Y₇ 测点。

图 4 与图 5 分别为原河床断面 Y₇、Y₂₆ 观测点的时间—位移曲线图。分析图 4、图 5 可知,2008 年 5 月至 2011 年底,大坝的变形速率逐渐减小,

累计位移的时间曲线趋于收敛;2012 年后,坝体外观监测值趋于稳定,并呈现周期性变化。2016 年大坝外观监测点变化情况为:X 向变形量在 - 7.1 ~ 6.7 mm 之间,Y 向变形量为 - 9.3 ~ 3.9 mm 之间,沉降变形量为 - 5.6 ~ 4.0 mm 之间。截至 2016 年 12 月,各监测点累计位移变形情况见图 3。

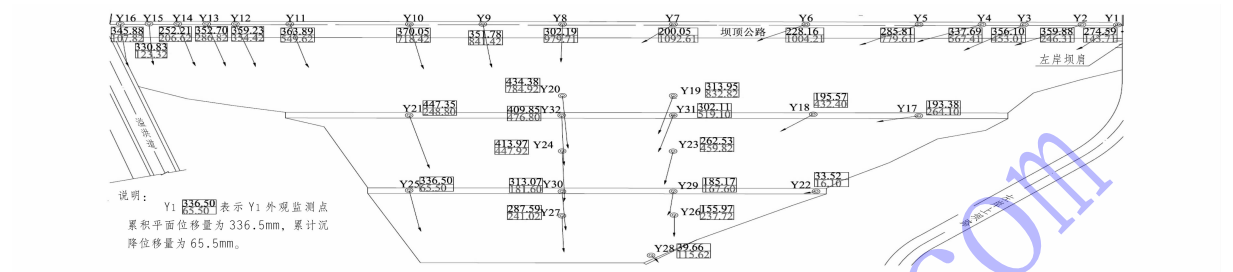


图 3 大坝外观观测点布置图

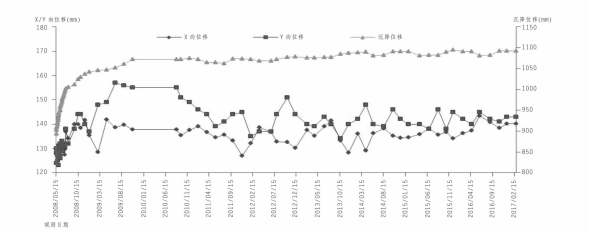


图 4 震后 Y7 的位移—时间曲线

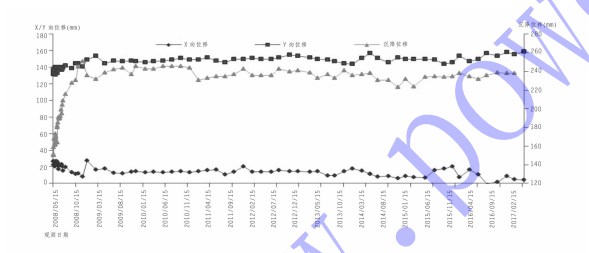


图 5 震后 Y26 的位移—时间曲线

2.1.2 内部变形

紫坪铺大坝在 0 + 251 m 断面的高程 760.00 mm、高程 790.00 mm、高程 830.00 mm、高程 850.00 mm 高程与 0 + 371 m 断面的高程 790.00 mm、高

程 830.00 mm、高程 850.00 mm 高程布置有沉降仪和水平位移计监测大坝内部变形,分析监测数据得到如下成果。

2005 年 10 月至 2008 年 4 月,坝体变形由前期 2 mm/月的缓慢匀速变形变为受首次蓄水影响的 11.5 mm/天的快速变形,首次蓄水后,坝体变形又趋于缓慢(见图 6、图 7)。“5 · 12”汶川地震造成大坝水平与沉降变形明显,大坝下游坝体变形大于上游坝体,较高高程坝体变形大于较低高程坝体(见图 8、图 9)。监测资料显示地震沉降变形最大的 V₂₅ 监测点变形量为 835.1 mm,水平位移变形最大的 H₂₆ 监测点变形量为 477.8 mm。2008 年 6 月至 2011 年,坝内监测仪器受余震及灾后重建施工影响有一定的变形。2012 ~ 2016 年,坝内沉降与水平变形趋于稳定,其中沉降与水平变形监测点受库水位升降影响的年均变幅为 15 mm 与 5 mm。2016 年 12 月,沉降监测最大值测点为 V₂₅,其监测值为 1 160.23 mm;水平监测最大为 H₃₇ 测点,其监测值为 622.79 mm。

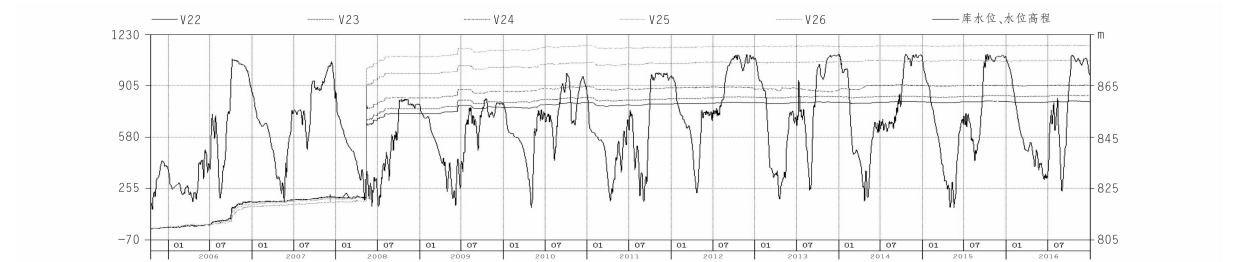


图 6 0 + 251 m 断面高程 850 m 高程监测点沉降变形过程曲线图

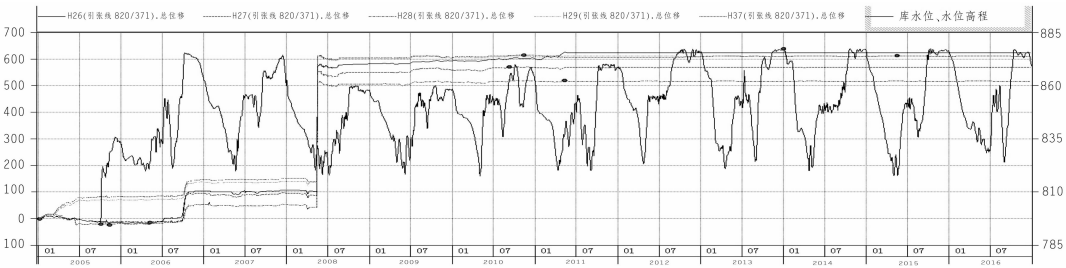


图 7 0+371 m 断面高程 820 m 高程监测点水平位移过程曲线图

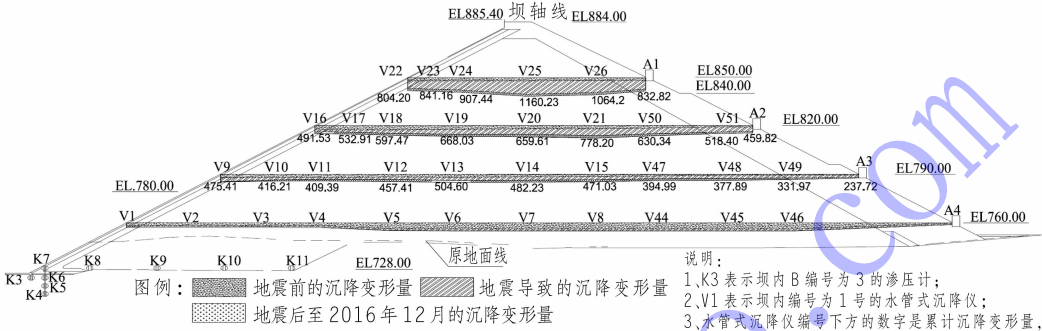


图 8 0+251 m 断面沉降变形布置图

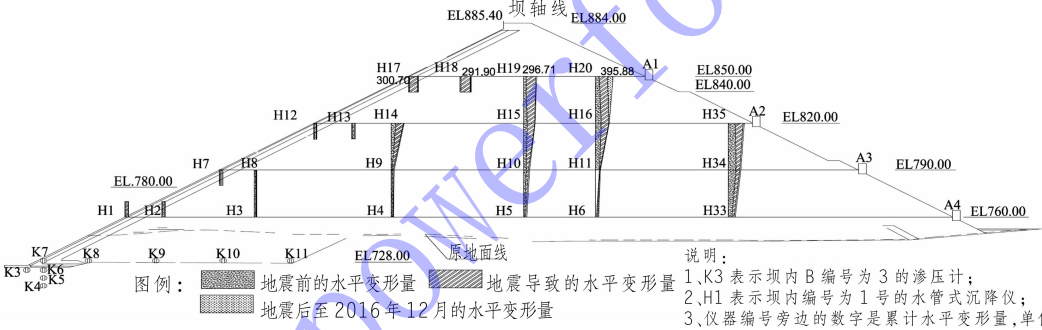


图 9 0+251 m 断面水平位移分布图

2.2 面板应力应变

大坝面板安装有钢筋计、应变计、温度计和无应力计各 15 支(套),分别布置于面板的 4 个监测断面(0+68 m、0+251 m、0+371 m、0+586 m);安装有单向测缝计、三向测缝计各 15 支,除 1 支单向测缝计受地震影响损坏外,其余仪器均正常运行。

2.2.1 面板应力应变

地震前,面板钢筋计应力监测值为-106.13~5.11 MPa,钢筋以受压为主;地震后,钢筋计测值变化了-14.56~9.12 MPa 不等,变化应力远小于钢筋的可承受应力;2012~2016 年,面板钢筋应力已经趋于稳定并受库水升降与温度影响呈周期性变化(见图 10)。2016 年 12 月,钢筋计测值为-98.65~-4.13 MPa,经换算测得面板混凝土

土应力小于 10 MPa,此混凝土应力远小于设计抗压值,表明监测点附近的面板混凝土不存在受压破坏。面板混凝土应变受地震影响较小,目前监测值已趋于稳定并随温度呈周期性变化。

2.2.2 面板接缝变形

面板垂直缝主要为压缝,而拉缝仅分布于左右坝肩近坝顶高程的面板条块间。垂直缝变形受水荷载、坝体变形及温度影响。初蓄期,垂直缝变形较大;运行期,垂直缝变形受气温与库水位升降呈周期性变化。面板三向测缝计的 X 向变形代表面板与趾板的开合度,Y 向为面板与趾板剪切错动变形,Z 向反应面板相对趾板的沉降。根据周边缝所处部位的不同,周边缝可分为河床段周边缝与坝肩周边缝。监测成果显示,施工期与初蓄期的河床段周边缝以张拉沉降变形为主,X 向

变形的开合度增大明显,Y 向变形不明显,Z 向沉降变形较大,即施工期坝体沉降变形和初蓄期沉降变形及水荷载引起的变形;运行期变形趋于稳定。紫坪铺大坝周边缝受地震影响较小,监测显示地震造成测值出现了小于 5 mm 的跳跃(见图 11)。

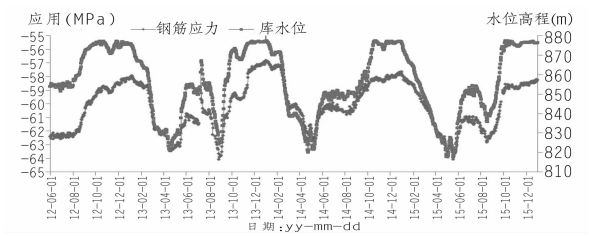


图 10 钢筋计 T8 时间——应力曲线(2012 - 2015)

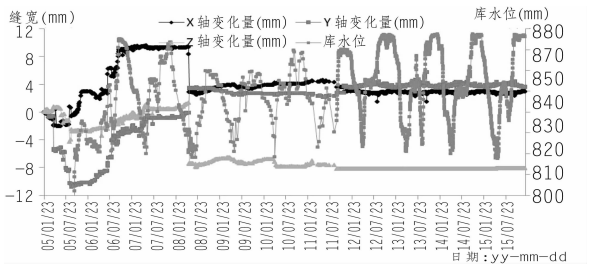


图 11 周边缝 Z3 时间——位移曲线

2.3 坝基渗压与绕坝渗流

大坝左右岸布置有 9 个绕渗孔监测大坝的绕坝渗流,河床段坝基安装有渗压计监测坝内地下水位。绕渗孔地下水年变幅为 1.52 ~ 7.59 m,库区水位年变幅约为 50 m,对两者进行相关性分析,发现各绕渗孔与库水位之间的相关性系数在 0.345 ~ 0.509 之间,呈中低度相关,说明左右坝肩的帷幕灌浆防渗体系运行良好。在相似库水位下,地震后坝内渗压计的测值比地震前测得的水头值增大约 1.5 m,并与库水位呈现正相关关系。

2006 年 10 月 30 日,坝后量水堰监测值为 51.78 L/s,是地震以前时段的最大值,对应的水位高程为高程 874.7 m。地震发生前,坝后量水堰渗流量为 10.78 L/s,对应库水位高程为高程 828.7 m。地震后的第五日,坝后渗流量为 15.98 L/s,对应的库水位高程为高程 831.4 m,分析认为地震对大坝渗流量的影响不大。灾后重建修复后至 2015 年,坝后量水堰渗流量随库水位升降呈周期性变化,其监测值小于 50 L/s 并滞后于库水位 2 ~ 3 天。

3 泄洪及引水发电建筑物应力应变分析

紫坪铺泄洪及引水发电建筑物内安装有钢筋计、土压力计、渗压计、测缝计、应变计等仪器,除个别监测仪器受地震影响损坏或监测值不稳定外,其余监测仪器运行正常。

3.1 泄洪建筑物

3.1.1 泄洪洞

地震前后钢筋计应力监测值变化量较小,均在 10 MPa 范围内,后期钢筋应力变化在一定程度上受气温影响较为明显。目前钢筋应力监测值以受压为主,压应力最大达 110 MPa,局部钢筋受拉,拉应力小于 15 MPa,钢筋的拉(压)应力监测值均远小于钢筋的抗拉(抗压)强度。土压力监测值显示地震对其影响不明显,目前,实际监测值相对稳定且较小。地震对泄洪洞内安装的渗压计影响明显,在靠近上游库区侧的渗压计监测值最大变化在 100 ~ 300 kPa 之间,靠近下游侧的监测值变化多小于 20 kPa;地震后渗压计水头值逐渐消散,现在变化较稳定,有一定的规律性。

3.1.2 冲砂洞

地震前后冲砂洞进水口的三向应变计、钢筋计均有较为明显的变化,但变化量级较小。地震对冲砂洞不同断面的影响不尽相同,最为明显的是对进出口段的影响稍偏大。震后至今,监测数据趋于平稳且呈现出一定的周期性,说明目前冲砂洞围稳定,混凝土结构受力较小。

3.1.3 溢洪道

钢筋应力监测值受地震影响较小,应力值突变量均小于 ±16 MPa,如今钢筋计监测值在 -81.49 ~ 167.82 MPa 之间。土压力监测值显示,地震前后监测值变化量在 9.61 ~ 268.89 kPa 之间,截止 2016 年 12 月,土压力监测值均小于 500 kPa。侧缝计在地震前后有一定变化,其中 C5 的变化量最大达 10.05 mm,其他侧缝计的变化量在 3 mm 以内。渗压计在地震期间变化量不大。

3.2 引水发电建筑物

3.2.1 引水系统进水塔

地震前引水系统进水塔处的三向应变计监测值集中在 -470 ~ -250 $\mu\epsilon$ 之间,地震引起的变化量在 -27.36 ~ 29.99 $\mu\epsilon$ 之间,目前仪器测值趋于稳定。土压力计监测值受地震影响较小,变化量在 -629.25 ~ 109.49 kPa 之间,目前各测点应力值在 212.27 ~ 574.13 kPa 之间,并随库水位

升降呈周期性变化。地震造成进水塔底板测缝计监测值变了 0.1 mm,目前测缝计变形趋于稳定,年均变幅在 0.25 mm 内。受地震影响,钢筋计监测点的应力值变化了 $-19.37 \sim 8.19$ MPa,目前监测点应力值在 $-61.16 \sim 53.12$ MPa 范围内,小于钢筋的抗拉(压)强度。

3.2.2 引水隧洞

地震前后三向应变计监测值的变化量在 $-126.75 \sim 123.57 \mu\epsilon$ 之间,现在各点测值已趋于稳定。钢筋计应力变化较小,除 1 号引水洞 RG14-1 应力变化量为 -55.36 MPa,其余各钢筋计应力变化均在 ± 60 MPa 范围内。地震前后,4 号引水洞 P1 渗压计的监测值变化 148.41 kPa,其余各部位渗压计变化均不超过 50 kPa,震后一段时间,渗压水头值消散,分析认为地震造成岩体孔隙水压力增大,随时间推移水压力逐渐消散。洞身测缝计监测值受地震影响变化了 0.2 mm,现各仪器测值趋于趋于稳定。

3.2.3 厂房

地震对厂房钢筋计应力影响较小,震后钢筋计应力测值在 ± 36 MPa 范围内,目前应力测值变化已趋于稳定并在 ± 42 MPa 范围内。三向应变计受地震影响有一定的变化,变化量在 $-120.76 \sim 67.85$ MPa 之间,现已趋于稳定。受地震影响,厂房渗压计 P7 变化 55.6 kPa,其余渗压计变化量小于 11 kPa。

4 高边坡及堆积体应变特征

紫坪铺水利枢纽工程边坡按部位分为泄洪洞进出口边坡,引水系统进出口边坡,溢洪道边坡,左坝肩边坡及左岸坝前边坡。边坡受区域地质构造影响,岩体结构面发育,强度低,并且有断层及层间剪切破碎带穿过边坡坡面。因此,工程采用了锚索、锚杆等边坡支护措施。为有效的掌握边坡在开挖及枢纽工程运行过程中的稳定性,对已支护的紫坪铺水利枢纽工程高边坡安装了钢筋计、锚索测力计、多点位移计等监测仪器。

左岸坝前堆积体距大坝 618 m,前缘直达岷江,顺坡长度约 1 600 m,沿江宽 300 ~ 870 m,平面面积 1 km²。工程将施工围堰修建于堆积体坡脚处,以起到“压脚增稳”的作用,并在堆积体上布置有测斜孔、渗压计等仪器监测堆积体的稳定性。

4.1 岩质高边坡

4.1.1 泄洪洞进出口边坡

地震前,1 号泄洪洞进口边坡位移计安装时间早于该处锚索施工,其监测值受锚索张拉施工影响呈负位移向坡内运动;2 号泄洪洞进口边坡位移计安装时间晚于该处锚索施工,且受帷幕灌浆影响,监测值为正位移向坡外变形;坡体变形和锚索预应力损失主要发生在施工期,边坡累计位移监测量在 $-21.21 \sim 25.3$ mm 之间锚索;边坡锚索应力损失率小于 10%。受地震影响,除未被锚索支护部位的监测点的位移量变化了 22.2 mm,其他部位监测值变形均小于 1 mm;除 1 台边坡锚索监测值增加了 153.5 kN 外,其余锚索预应力变化较小;说明在地震动荷载作用下,锚索对边坡的支护效果好。地震后,泄洪洞进出口边坡位移趋于稳定,累计位移小于 ± 30 mm,年变化量小于 0.5 mm,锚索预应力测值趋于稳定并具有一定的周期性。

4.1.2 溢洪道边坡

溢洪道边坡采用了锚索和锚杆支护。地震前,位移计累计监测值均小于 9 mm,边坡变形较小。受地震影响,锚索加固段边坡变形较小,位移变化量小于 ± 4 mm,锚杆支护段边坡变形加大,最大达 26.6 mm,说明在地震动荷载影响下,锚索支护要优于锚杆支护。地震后,边坡累进性变形趋于稳定,累计位移量小于 30 mm,年均变化量在 ± 1 mm 以内。

4.1.3 引水发电洞进出口边坡

地震前,引水发电洞进出口边坡的累计位移变形量小于 87 mm,其反映出边坡变形受锚索支护影响,在靠近锚索支护点的岩体变形量较小,远离锚索点的岩体变形量较大。在地震动荷载作用下,边坡位移变化量小于 ± 12 mm,锚索应力有不同幅度的增加,其最大应力增量为 90.4 kN,说明边坡变形受到锚索抑制,锚杆应力变化较小。目前,边坡位移计、锚索及锚杆应力均趋于稳定,其中位移年均变幅小于 ± 1 mm,锚索预应力损失值均小于 15%,锚杆应力值小于 ± 11 MPa。

4.1.4 其他部位边坡

左坝肩边坡与左岸坝前边坡累计位移监测值均小于 5 mm,年平均变化量小于 0.1 mm,表明边坡稳定。

4.2 坝前堆积体

堆积体测斜孔的 A 向为边坡的临空方向,B 向为临空向向右旋转 90°方向。地震前,各测斜孔位移变形量较小,基本趋于稳定。地震发生后,测斜孔监测值变化明显,各孔孔口位移增量范围大致为 55 ~ 100 mm,局部可达 196. 72 mm,孔口累计位移矢量方向由原来的无明显趋向变为震后的趋向 134°;测斜孔在基覆界面有明显的错动,错动位移最大达 58. 08 mm,位移矢量方向大致为 157°方向,近似垂直于岷江走向。目前,测斜孔 IN-2 的孔口和基覆界面处的变化已趋于稳定。

5 结 语

(1)地震前,紫坪铺大坝的变形特征符合一般大坝的变形规律。地震使大坝产生明显变形,经灾后重建修复,结合大坝变形、坝内渗压、坝后渗流等指标的分析,表明坝体变形趋于稳定,大坝的防渗体系运行正常平稳。

(2)泄洪及引水发电建筑物的应力应变监测值均正常,未发现结构存在渐进性的拉(压)破坏。

(3)高边坡在地震动荷载作用下未发生较大变形,目前已趋于稳定,说明边坡支护设计合理、锚索预应力张拉标准科学,并且还反映出动荷载作用下边坡锚索的支护效果要优于锚杆。

(4)强震作用下,堆积体整体保持稳定,其坡面最大位移为 196. 72 mm,基覆界面(潜在滑动面)的最大位移为 58. 08 mm,说明设计采用“围堰压脚”的方式来提高堆积体稳定性是可行的。

(5)紫坪铺水利枢纽工程经受了汶川特大地震

震的考验,运行性态良好,说明枢纽工程选址科学、设计合理、施工质量优良。

研究表明,地震只造成紫坪铺水利枢纽工程局部的破坏,经灾后重建修复后,枢纽工程各建筑物运行良好。

参考文献:

[1] 宋彦刚,邓良胜,蔡德文等. 紫坪铺混凝土面板堆石坝施工期沉降监测分析[J]. 四川水利发电, 2006, 25(1): 21 - 27.

[2] 孔宪京,邹德高,周 杨等. 汶川地震中紫坪铺混凝土面板堆石坝震害分析[J]. 大连理工大学学报, 2009, 49(5): 667 - 674.

[3] 宋胜武,蔡德文. 汶川大地震紫坪铺混凝土面板堆石坝震害现象与变形监测分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 28(4): 840 - 849.

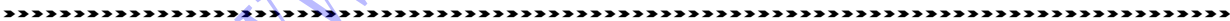
[4] 黄秋香,徐湘涛,徐 超等. 汶川地震中锚固岩质边坡的动力响应特征[J]. 岩土力学, 2016, 37(6): 1729 - 1736.

[5] 四川省水利水电勘测设计研究院 岷江紫坪铺水利枢纽工程初步设计报告[R] 成都:四川省水利水电勘测设计研究院,2000.

作者简介:

宋彦刚(1960-),男,河北博野人,常务副总经理,教授级高工,学士,从事水利水电工程施工建设技术与管理工
作;
由丽华(1964-),女,山东蓬莱人,副总经理,教授级高工,硕士,从事水利水电工程施工建设技术与管理工
作;
王 昆(1965-),男,山西高平人,副总工程师,高级工程师,学士,从事水利水电工程施工建设技术与管理工
作;
龙选明(1966-),男,云南金平人,副总工程师,教授级高工,硕士,从事水利水电工程施工建设技术与管理工
作;
补翔成(1986-),男,四川遂宁人,工程师,硕士,主要从事水利工
程安全监测工作。

(责任编辑:卓政昌)



青藏高原水电装机超 3 000 万千瓦

国务院新闻办公室 7 月 18 日发表的《青藏高原生态文明建设状况》白皮书(以下简称“白皮书”)显示,青藏高原多条大江大河流经高山峡谷,蕴藏着丰富的水能资源。西藏水能资源技术可开发量为 1.74 亿千瓦,位居全国第一,近年建成多布、金河、直孔等中型水电站,至 2017 年年底,全区水电装机容量达到 177 万千瓦,占全区总装机容量的 56. 54%。青海水能资源技术可开发量为 2 400 万千瓦,建成了龙羊峡、拉西瓦、李家峡等一批大型水电工程,至 2016 年年底,青海省水电装机容量达 1 192 万千瓦。四川省甘孜州和阿坝州水能技术可开发量约 5 663 万千瓦,已建成水电总装机容量达 1 708 万千瓦。

杨房沟水电站提前 6 个月实现地下厂房首仓混凝土浇筑

7 月 5 日,由中国电建水电七局 o 华东院组成联合体承担的国内首个百万千瓦级 EPC 水电项目—杨房沟水电站地下厂房正式启动首仓混凝土浇筑,标志着杨房沟地下厂房系统由开挖支护进入混凝土浇筑的新阶段。杨房沟水电站于 2016 年 4 月启动厂房开挖支护,至 2018 年 6 月全部开挖完成,历时 26 个月。