

DOI:10.16031/j.cnki.issn.1003-8035.2016.04.06

瀑布沟水电站库首右岸拉裂变形体成因 机制与稳定性分析

张运达,王能峰,马金根,尹显科

(中国电建集团成都勘测设计研究院有限公司,四川 成都 610072)

摘要:瀑布沟水电站大坝为砾石土心墙堆石坝,库首右岸拉裂变形体位于拦河坝右岸坝轴线上游约 780 m 左右,对岸布置有电站进水口等建筑物。一旦边坡失稳,对大坝等水工建筑物影响重大。拉裂变形体前后缘平面长约 400 m,宽约 360 m,高差达 450 m。根据拉裂体的地形地貌、岩体结构特征、堆积物特征和变形破坏现象,边坡平面上分为两个区,剖面上分为松动带、拉裂变形带和正常岩体三个带。前期设计按照综合考虑各因素后,进行分区和分期支护、整体控制的加固措施,分别完成了一期及二期治理。结合近期监测成果分析,进行了稳定性复核评价,表明 II 区变形稳定,无异常变形的迹象;I 区松动带出现变形现象。综合分析后建议进行三期支护处理。

关键词:水电站;拉裂变形体;稳定性分析;分区评价;边坡监测

中图分类号: P642.23

文献标识码: A

文章编号: 1003-8035(2016)04-0031-07

The mechanism and stability of evaluation for the deforming and cracking slope located on the right shore of Pubugou reservoir head

ZHANG Yunda, WANG Nengfeng, MA Jingen, YIN Xianke

(Powerchina Chengdu Engineering Corporation, Chengdu, Sichuan 610072, China)

Abstract: Pubugou power station dam is the gravel-soil-core rock-fill dam. The deforming and cracking slope is located on the right shore of Pubugou reservoir head, 780 m upstream the dam axis, facing the power intake and other structures. If the slope failed, it would be a great danger to the gravel-soil-core rock-fill dam and other structures. The edge of the mass is 400 m long, 360 m wide and 450 m high. According to the topography, rock mass structure characteristic, deposit characteristics and deformation damage phenomenon, the slope plane is divided into two areas, section is divided into loose zone, cracking deformation zone and three normal rock zone. After the preliminary design according to the comprehensive considering various factors, partition and installment support, the overall control of reinforcement measures, completed the first phase and second phase of governance. Combined with the recent monitoring data analysis, the author reevaluates the stability. The result shows that the II area deformation stability, no abnormal signs of deformation; the I area deformation phenomenon in a loose zone. After comprehensive analysis, it is suggested that the three periods of supporting processing.

Keywords: power station; deforming and cracking slope; stability analysis; partition evaluation; slope monitoring

收稿日期: 2016-01-08; 修订日期: 2016-05-24

第一作者: 张运达(1976-),男,四川人,高级工程师,主要从事水利水电工程地质勘察、岩土工程勘察设计等工作。E-mail: zyunda@126.com

1 工程及地质概况

瀑布沟水电站由砾石土心墙堆石坝,左岸引水发电建筑物等水工建筑物。工程拦河大坝采用砾石土心墙堆石坝,最大坝高 186 m。水库正常蓄水位 850 m,死水位 790 m,总库容 $53.37 \times 10^8 \text{ m}^3$,电站装机总容量 3 600 MW。

库首右岸拉裂变形体位于拦河坝右岸坝轴线上游约 780 m 左右。拉裂变形体的前缘高程为 730 m,后缘高程为 1 187 m,前后缘平面长约 400 m,宽约 360 m,高差达 450 m,两侧有深 10~35 m 冲沟切割;自然谷坡大致走向为近 SN 向,谷坡总体呈折线状,地形下陡上缓,地貌上呈槽脊相间。谷坡坡度在 980 m 高程以下近 50° ,980 m 高程以上近 40° 。拉裂变形体岸坡出露地层在高程 980 m 以上为近源堆积的崩坡积块碎石土,根据钻孔揭示深度约 6 m 左右。下伏地层为中前震旦系浅变质玄武岩和震旦系下统中基性火山岩,夹多层凝灰质砂砾岩,似层面产状总体为北西走向中陡倾坡内(倾南西),在面积内保持稳定,仅厚度上有变化。在低高程陡倾角裂隙发育,岩体多出现倾倒拉裂;中高程坡体中缓倾角裂隙发育程度增高,与陡倾角裂隙面组合后形成滑移拉裂或滑移压致拉裂变形。岩体卸荷、松弛较强烈,最大卸荷、松弛深度达 90 m。水平方向上卸荷松弛深度总体由强变弱,风化卸荷裂隙的发育程度减弱,但卸荷松弛岩体与嵌合岩体往往相间分布,一般由表及里依次出现:表生复合改造松弛带-应力集中式紧密挤压带-浅生改造松弛带-正常嵌合岩体。河谷地貌演化不同时期改造迹象的叠加造成岸坡岩体卸荷松弛,表现为由表及里的马鞍形分布。从低高程到高高程岩体结构的优势发育方向特点是低高程、高高程以大致平行坡面的陡倾角的结构面为主。岩体结构的分析显示,岩体的似层面和经浅表生改造的顺坡向中缓倾结构面构成研究区岩体的控制性结构面。

根据拉裂体的地形地貌、岩体结构特征、堆积物特征和变形破坏现象,拉裂变形体全貌及地质分区见图 1。I 区位于高程 970 m 以上部分,II 区位于 970 m 高程以下部分。其中 II 区依据拉裂体中、下部坡体的变形破坏特征又细分为 3 个亚区, I 区主要由崩坡积体组成; II 区以槽脊为界,槽脊相间的山脊部分有明显的变形松动且分布不均匀。拉裂变形带大致以强卸荷为界,其松动带岩体以碎裂结构为主,破坏形式以槽脊后退式塌滑为主。边坡可能的失稳方式主要是浅表部的

牵引式滑塌及其破坏后引起的 I 区坡体的滑动破坏,其破坏失稳会恶化中部拉裂变形带的稳定条件^[1-4]。



图 1 库首右岸拉裂变形体

Fig. 1 The deforming and cracking slope

库首右岸拉裂变形体距大坝非常近、方量较大、位置较高,故其破坏方式、稳定状况、发展趋势等直接影响电站运营期间地下厂房取水口和大坝的安全。

2003 年,拉裂变形体后缘出现雁列的拉裂缝,同时侧缘和前缘有不同程度的变形破裂迹象;高程 980 m 以下沟槽表部松散体塌滑。

拉裂变形体一期治理于 2009 年 9 月完成,二期初步治理于 2011 年 3 月完成^[5]。

2 变形体后缘地表变形现象及特征

2014 年 10 月 19 日监测人员在拉裂体上部进行测斜作业时发现前往 T15 的观测道路上有裂缝出现,裂缝最大宽度接近 2 cm,10 月 21 日监测班作业人员巡查人员发现裂缝宽度有明显增大迹象,且出现错抬,裂缝最大宽度约 15 cm。

2014 年 10 月 23 日,生产二处技术人员对拉裂体后缘裂缝进行详查,发现 T13 上游侧(T15 观测道路裂缝的上部)后缘裂缝有局部张开现象,最大张开宽度约 23 cm,错抬高度约 25 cm,同时 T15 观测道路上的新增裂缝继续发展,最大宽度增至 20.5 cm,错抬高度增至 10 cm(见图 2 红色线)。

2015 年 3 月,对 I 区变形情况进行了调查,除 2014 年发现的裂缝采用黏土回填外,发现其他部位有不同程度变形的现象(见图 2 黄色线标识)。主要分布于图 2 所示黄色线位置,分布高程 1055 m 左右 T15 观测便道内侧,延伸长约 100 m,总体走向 SN,主要为

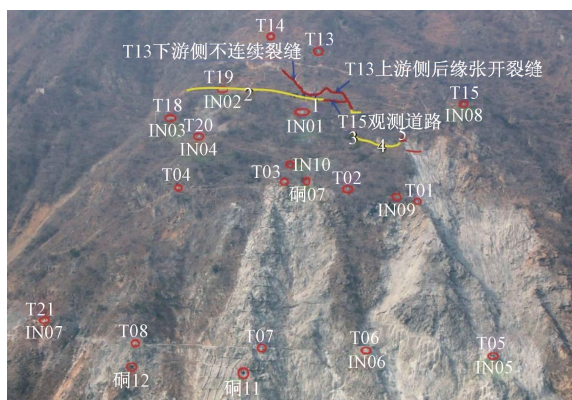


图2 调查裂缝分布情况

Fig. 2 Fracture distribution

张开和下沉变形, 张开、下沉约 5 ~ 15 cm; 在观测墩 T01 后缘高程 1010 ~ 1040 m 弧形裂缝, 延伸至原 1#槽右侧老裂缝, 部分沿基覆界线变形, 可见明显错台和张开, 张开最大约 30 cm, 错台最大达 40 cm。向坡外临空方向变形倾角约 50° ~ 55°。另外, 在弧形裂缝左侧 T15 观测道路下方发育一条 SN 走向裂缝, 延伸约 5 m, 左侧张开 10 cm 左右, 延伸至上游侧逐渐尖灭消失 (图 3)。

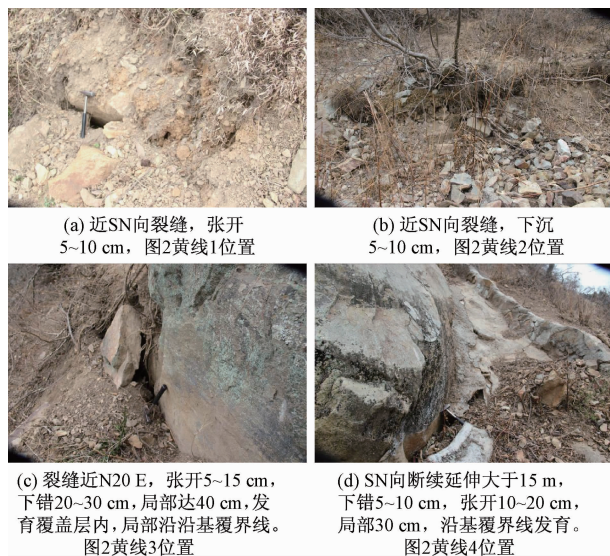


图3 调查裂缝分布具体情况 (2015年3月, 见图2)

Fig. 3 Fracture distribution in detail

(Mar 2015, as shown in fig. 2)

综合地表变形情况看, II 区经治理后, 地面宏观变形不明显。I 区为拉裂体上部未加固的区域 (原计划为第三期治理区域未实施), 从坡面宏观变形看, 上游侧及后缘变形现象明显, 后缘拉张裂缝最高分布于高程 1050 ~ 1080 m 陡缓交界, 此变形缝每年均在向临空方向变形数厘米至数十厘米; 上游侧向边界位于

T01 后部高程 1015 m 至中上部 T15 观测便道上游端部; 下游侧向边界和前缘变形宏观现象不明显。

3 变形监测成果及分析

3.1 外部变形监测成果及分析

拉裂体边坡表面布置了 17 个外部变形观测墩 (图 2), 外部变形观测采用徕卡 TCA2003 按二等三角测量精度施测, 采用前方交会法测量。

(1) EL875 m 区域监测成果及分析

875 m 区域布设有 5 个监测点, 设计编号为 T05 ~ T08、T21。该区域为拉裂体一期治理区域, 截止到 2015 年 9 月 1 日, 水平横向累计位移量在 3.10 ~ 23.44 mm, 水平纵向累计位移量在 4.57 ~ 30.64 mm, 垂直位移累计量在 -14.57 ~ 26.90 mm, 成果过程线表明该区域目前表面变形呈现趋缓的趋势, 累计位移量和变形速率总体较小。

(2) EL975 m 区域监测成果及分析

975 m 区域布设 4 个监测点, 设计编号为 T01 ~ T04。该区域为拉裂体二期治理区域, 截止到 2015 年 9 月 1 日, 水平横向累计位移量在 14.27 ~ 28.43 mm, 水平纵向累计位移量在 36.75 ~ 159.61 mm (T01 测点) 之间, 垂直位移累计量在 26.84 ~ 290.84 mm (T01 测点); 其中变形较大的测点 T01 位于未进行工程加固区域, 经过设置抗滑桩的治理措施后, 变形逐渐趋于稳定; 成果过程线表明该区域目前表面变形总体呈现趋缓的趋势。

(3) EL1030 m 区域监测成果及分析

1030 m 区域共布设 6 个监测点, 设计编号为 T15 ~ T20。该区域为未采取加固措施区域, 截止到 2015 年 9 月 1 日, 水平横向累计位移量在 0.14 ~ 16.13 mm, 水平纵向累计位移量在 7.84 ~ 92.47 mm, 垂直位移累计量在 -5.74 ~ 98.75 mm, 成果过程线表明该区域变形仍在持续缓慢增长, 尤其沉降较为显著, 主要由于该区域未采取加固措施。

(4) EL1100 m 区域监测成果及分析

该区域布设 2 个监测点, 设计编号为 T13、T14, 位于拉裂体后缘边界外, 两点地质结构和位置接近, 变形规律一致。截止到 2015 年 9 月 1 日, 水平横向累计位移量在 1.71 ~ 4.97 mm, 水平纵向累计位移量在 -2.09 ~ -2.51 mm, 垂直位移累计量在 -13.05 ~ -10.43 mm, 前期测值极不稳定, 观测精度相对较差, 后期测值呈现稳中趋缓的趋势, 成果过程线表明该区域目前表面变形总体比较稳定。

3.2 深部变形监测成果及分析

拉裂体共布置了 10 个垂直测斜孔,目前在测 9 个(IN08 因当地居民破坏停止观测),采用新科测斜仪进行数据采集。

(1)拉裂体 EL875 m 马道层和 973 m 高程 EL875 m 高程马道层布置有 IN05 ~ IN07,970 m 高程布置有 IN09、IN10 测斜孔。截止到 2015 年 9 月 7 日:

①5 个测孔 A 向,除了 IN05 外,IN06、IN07、IN09、IN10 位移变化趋势一致,均发生向临空面方向的位移,累计位移分别为(孔口处)17.04 mm、(孔口处)93.48 mm、(孔口处)124.61 mm、(孔口处)60.34 mm,变形深度范围分别为 0 ~ 40 m、0 ~ 30 m、0 ~ 10 m、0 ~ 60 m。

②其中 IN09 测孔 A 向仅在孔深 10 m 范围内发生较大位移(临空面方向),这与外部变形测点 T01 变形规律较一致,说明该部位 2010 年 10 月发生较大局部变形,变形涉及深度为 10 m 范围内,目前测值趋于稳定。IN05 向坡内位移,最大累计位移发生在管口位置,位移值为 -12.69 mm。

③从整体变形趋势看,各测孔 A 向位移整体呈现缓慢增加趋势,且存在不同深度错动现象,但各测孔位移值随时间的增加趋势缓慢,未发生突然加速或突变现象,说明该区域未发生大的变形。

④B 向 IN05、IN07、IN09 测孔随着孔深发生向上游方向的位移,最大累计位移分别为(孔深 29.5 m 处) -4.64 mm、(孔深 13.5 m 处) -69.23 mm、(孔口处) -44.71 mm,变形较大的深度范围分别为 0 ~ 45 m、0 ~ 30 m、0 ~ 40 m;IN06、IN10 发生向下游方向的位移,最大累计位移分别为(孔深 22.5 m 处)31.38 mm、(孔深 76 m 处)17.06 mm,较大变形深度范围分别为 0 ~ 45 m、0 ~ 85 m。5 个测孔 B 向位移缓慢增加,位移随孔深的变化趋势与前期相同,存在不同深度的错动现象。

综合分析:5 个垂直测斜孔整体位移变化呈现缓慢增加趋势,但变化速率较小,目前未发现潜在的滑移面。

(2)拉裂体上部未加固区域

拉裂体上部未加固区域有 4 个垂直测斜孔,设计编号为 IN01 ~ IN04(图 4),截止到 2015 年 9 月 1 日:

①IN01 孔深 24 m 范围内 A 向发生较大向临空面位移,最大为孔口处,累计位移量为 95.39 mm;B 向 24 m 范围内发生向上游方向的位移,目前最大累计位移为 -12.31 mm(孔深 14.5 m 处),24 m 以下有向下

游移动的趋势,目前最大累计位移为 15.48 mm(孔深 25 m 处),在该部位上下两层有较大的错动。综合 A、B 向位移情况,IN01 测孔孔深 24 m 范围内累计位移量较大,而且呈现逐渐增加趋势,同时 IN01 测孔以上部位边坡陡峭,根据地质勘查情况表层多为残积或坡积堆积体,容易产生变形。

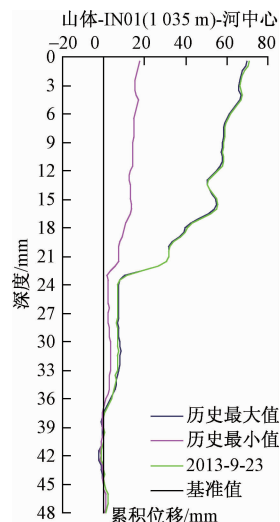


图 4 IN01 山体向河心(A 向)累计位移-孔深曲线

Fig. 4 IN01(A) curve of accumulated displacement-hole deep

②IN02 测孔在 28 m 以上发生较大的向临空面的位移,最大值发生在孔口以下 23 m 处,最大位移量为 42.47 mm,从 B 向位移曲线看,该点主要向上游方向位移,向上游的最大位移为 -56.75 mm(孔深 13 m 处),且孔深 30 m 以上存在多个错动带。从历年位移孔深曲线看,IN02 测孔 A、B 向位移均呈现逐渐增加的趋势,且向临空面的位移增加趋势更加明显。

③IN03 测孔 A 向在 2011 年 11 月前主要表现为向坡内方向的位移,2011 年 11 月后逐渐向临空面位移,在孔深为 44 m 附近产生错动面。截止目前,该测孔向临空面的最大累计位移值为 23.32 mm(孔深 18 m 处),向坡内最大累计位移值为 -19.29 mm(孔深 44 m 处)。该测孔 B 向表现为向上游的位移,最大累计位移值为 -28.46 mm(孔深 3.5 m 处),滑动范围与 A 向位移一致。从 IN03 测孔两个方向位移的变化情况看,该测孔附近目前主要表现为向上游、向临空面的位移,且两个方向的位移均呈现缓慢增加的趋势。

④IN04 测孔 A 向最大累计位移为 32.73 mm(孔口),向临空面位移,变形深度范围为 0 ~ 40 m。B 向表现为向上游方向的位移,最大累计位移值为 -8.59 mm(孔深 1 m 处),A、B 两个方向的位移呈现逐年增

加的趋势。

综合分析:4 个测斜孔 A 向位移均表现为向临空面方向发展,B 向位移表现为向上游侧位移,且有逐年增大的趋势,可能由于 1~4 号测斜孔均位于未进行工程加固的区域,而该区表层多为松散堆积体,由于降雨等导致其产生较大变形。从外部相应高程变形观测点临空面方向位移和测斜孔不同深度临空面方向位移看,虽变形参照基准点不同,但位移趋势是一致的。从成果过程线看,虽然不同深度存在不同程度的错动面,但未发现较明显的滑移面。

4 稳定性复核分析与评价^[6-11]

4.1 岩体物理力学参数选用

1981 年经四川省地震局鉴定,瀑布沟水电站地震基本烈度为Ⅶ度;1985 年国家地震局地质研究所、四川省地震局和国家地震局工程力学研究所又对其开展了大量复核鉴定工作,并经国家地震局审定批准,瀑布沟水电站地震基本烈度定为Ⅶ度,2009 年 5 月 12 日四川汶川 8.0 级地震对坝址场地的宏观影响烈度也为Ⅵ度。2009 年根据中国地震局《关于加强汶川地震灾后恢复重建抗震设防要求监督管理工作的通知》的精

表 2 拉裂变形体物理力学参数建议值

Table 2 Recommended values for physical and mechanical paremeters of the deforming and cracking slope							
岩体类别	容重 kN/m ³	变模 GPa	泊松比 μ	岩体抗剪指标		无充填结构面抗剪指标	
				C (MPa)	φ (°)	C (MPa)	φ (°)
坡残积	22.5	—	>0.35	0.08	25~27	0	—
松动变形带	24~25	2~3	0.35	0.10~0.12	27~29	0	20~22
强风化岩体、松动带	24~25	2~3	0.33	0.10~0.15	28~30	0	20~22
强风化强卸荷岩体 (拉裂变形带)	25~26	2~4	0.30	0.30~0.40	32~35	0	22~24
强风化弱卸荷岩体	26~27	5~6	0.27	0.50~0.70	35~40	0	24~26
断层及破碎带	—	<0.05	0.35	—	16~18	—	—

4.2 Ⅱ区稳定性复核评价

综合以上监测成果分析,从外部变形成果看,970 m 高程以下Ⅱ区整体位移变化较小,部分测点位移值表现出缓慢的增加趋势,表明该区域变形逐步趋于稳定状态。

从垂直测斜孔监测成果看,Ⅱ区加固区域各测孔表现出缓慢的增加趋势,但变化幅度较小。处于已加固区域的测点位移过程线基本趋于稳定。但须特别注意处于小张沟附近Ⅱ-3 区深部监测显示孔口累计变形呈台阶型跳跃变化,目前基本处于收敛状态,密切注意 2016 年消落后的变形。

综合分析,除局部靠近小张沟附近存在表观监测

神,按《工程场地地震安全性评价》GB17741—2005 要求进行瀑布沟水电站工程场地地震安全性评价复核工作,经国家地震局审定批准的地震动参数见表 1。

表 1 坝址基岩水平向峰值加速度表 单位:gal

Table 1 Horizontal peak acceleration of bedrock at dam site unit:gal				
场址	50 年超越概率		100 年超越概率	
	10%	5%	2%	1%
计算	106.496	137.794	225.309	268.313
取用(2009 年)	107	137	225	268
原结果(1985 年)	74	98	168	211

根据拉裂变形体岩体结构特征,大致可分为三个带:表浅部松动带、倾倒拉裂变形带和正常岩体带。不同岩带其物理力学性状不同,由于拉裂变形体区岩体未实施岩体物理力学参数的现场及室内测试,建议参数值是在工程地质类比和地质调查分析基础上,结合相邻区已有岩体物理力学试验结果和岩体质量提出,因此计算时应首先根据地质体变形破坏机理、模式及宏观稳定性状判断,该变形松动带处于滑移拉裂的初滑阶段(即稳定系数 1.0~0.95),经反演分析确定最终稳定性计算参数见表 2,供方案设计计算使用。

台阶型变形现象外,Ⅱ区通过两期支护处理后,边坡整体稳定。

4.3 I 区稳定性复核评价

I 区为拉裂体上部未加固的区域(原计划为第三期治理区域未实施),从坡面宏观变形看,上游侧及后缘变形现象明显,后缘拉张裂缝最高分布于高程 1 050~1 080 m 陡缓交界,此变形缝每一年均在向临空方向变形数厘米至数十厘米;上游侧向边界位于 T01 后部高程 1 015 m 至中上部 T15 观测便道上游端部,小辜沟后缘表观累计变形量小,地表宏观变形不明显;下游侧向边界和前缘变形宏观现象不明显。

从外部变形观测墩测值来看,位移随时间表现出

明显的增加趋势,在宏观变形裂缝范围内的 T17、T18、T19 等测点竖向位移增加速率较快。拉裂体上部未加固区域边坡向临空面、向上游侧的位移,且呈现出逐渐增大的趋势,总体变形方向为 N80E。

从测斜仪观测数据分析结果看,在原卸荷松动带内发生浅层松动变形带斜向上游的滑移变形,变形深度从下游高高程的 30 m (IN02)、24 m (IN01) 至上游低高层逐渐变浅,至 IN09 附近约 10 m。其变形致使地表覆盖层出现了一系列的宏观变形现象。浅层松动变形带的变形速率基本分为三个阶段,即快-慢-快的特点,在 2010 年 3 月以前变形速率较快,至 2012 年 7 月此时段变形速率变缓,甚至趋于平稳,之后至 2014 年 5 月,变形速率增速加快,变形速率为 2.8 mm/month。变形方向为向临空面、向上游侧的位移,总体变形方向为 N80E,与表观监测分析的变形方向基本一致。这个变形特点初步表明浅层松动变形带经历了滑移压致拉裂-前缘受阻压密过程-再一次的滑移压致拉裂变形,其在不停的渐进的向临空方向变形过程中形成剪出通道。

根据整体变形程度不同,将 I 区划分为三个亚区,即 I-1 区、I-2 区、I-3 区,其中 I-1 区变形最为明显,平面上位于新纵 3 至新纵 2 与新纵 5 中间范围,变形范围顺河长约 130 m,横河宽约 130 m,厚度 15 m ~ 30 m,平均厚度约 22 m,体积约 $18 \times 10^4 \text{ m}^3$; I-2 区位于新纵 3 至新纵 4 (小辜沟右侧) 之间,变形范围顺河长约 45 m,横河宽约 75 m,厚度 8 ~ 15 m,平均厚度约 12 m,体积约 $2.5 \times 10^4 \text{ m}^3$,表观监测变形明显,深部监测变形不明显; I-3 区位于新纵 2 与新纵 5 中间至小辜沟左侧,表观监测变形较明显向坡外下游变形,深部监测变形逐步缓慢增加。

综上所述, I 区边坡的浅层松动变形带 (下部部分为 II 区) 主要是 I-1 区发生了较为明显的渐进式的滑移压致拉裂变形,目前, I 区边坡中上部已形成连贯的长且较大的拉张裂缝,上游侧缘已形成连通性较好的侧向剪张裂缝,变形下错明显,表明边坡浅层松动变形带特别是 I-1 区变形最为明显,稳定性较差,底部一旦形成贯通性好的剪切滑移带,在地震等工况下,浅层松动变形带可能会发生快速的滑移变形破坏,对左岸进水口、下游大坝和下部已有的支护等产生不利影响。

5 结论及建议

(1) 综合地表地质调查和监测成果分析表明, II

区加固区域变形出缓慢的增加趋势,但变化幅度较小,基本趋于稳定。除局部靠近小张沟附近存在表观监测台阶型变形现象外, II 区通过两期支护处理后,边坡整体稳定; I 区上游侧及后缘变形现象明显,并已形成贯通性的裂缝,小辜沟后缘表观累计变形量小,地表宏观变形不明显,下游侧向边界和前缘变形宏观现象不明显。监测成果也表明 I 区,特别是 I-1 区变形增加趋势明显,变化幅度相对较大。

(2) 从外部变形观测墩测值来看,位移随时间表现出明显的增加趋势,在宏观变形裂缝范围内的 T17、T18、T19 等测点竖向位移增加速率较快。拉裂体上部未加固区域边坡向临空面、向上游侧的位移,且呈现出逐渐增大的趋势,总体变形方向为 N80E。

(3) 从测斜仪观测数据分析结果看,在原卸荷松动带内发生浅层松动变形带斜向上游渐进式的滑移压致拉裂变形,变形深度从下游高高程的 30 m (IN02)、24 m (IN01) 至上游低高层逐渐变浅,至 IN09 附近约 10 m。变形方向为向临空面、向上游侧的位移,总体变形方向为 N80E,与表观监测分析的变形方向基本一致。

(4) 据现有监测成果分析,整体上处于已加固区域的测点位移过程线基本趋于稳定,表明 970 m 高程以下的加固治理对边坡稳定起到了很好的作用,但须特别注意处于小张沟附近 II-3 区深部监测显示孔口累计变形未收敛,处于缓慢增长趋势;而处于高程 970 m 以上未加固区域变形呈现出逐渐增加的趋势。

(5) 依据拉裂变形体的成因、现有的边坡变形破坏分析、地质稳定性分析、拉裂体稳定性研究分析成果,深部卸荷松动带整体稳定,目前拉裂变形体的变形破坏主要是 I 区边坡原深部卸荷松动带内浅层松动变形带 (下部部分为 II 区) 产生渐进式的滑移压致拉裂变形,根据整体变形程度不同,将 I 区划分为三个亚区,即 I-1 区、I-2 区、I-3 区,其中 I-1 区变形最为明显,其平面上位于新纵 3 至新纵 2 与新纵 5 中间范围,变形范围顺河长约 130 m,横河宽约 130 m,厚度 15 ~ 30 m,平均厚度约 22 m,体积约 $18 \times 10^4 \text{ m}^3$,其整体稳定性较差,底部一旦形成贯通性好的剪切滑移带,在地震等工况下,浅层松动变形带可能会发生快速的滑移变形破坏,对左岸进水口、下游大坝和下部已有的支护等产生不利影响。建议设计对边坡稳定性进行复核,确定相应的支护处理措施,确保工程安全。

参考文献:

[1] 中国水电顾问集团成都勘测设计研究院. 四川省

- 大渡河瀑布沟水电站库首右岸拉裂变形体治理设计专题报告[R]. 2011.
- Hydrochina Chengdu Engineering Corporation. Special report of treatment design for deforming and cracking slope located on the right shore of Pubugou reservoir head on dadu river in Sichuan Province[R]. 2011.
- [2] 黄润秋. 20 世纪以来中国的大型滑坡及其发生机制[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(3): 433 - 454.
- HUANG Runqiu. Large-scale landslides and their sliding mechanisms in China since the 20th century [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(3): 433 - 454.
- [3] 中国水电顾问集团成都勘测设计研究院. 四川省大渡河瀑布沟水电站库首右岸拉裂变形体治理设计专题报告[R]. 2011.
- Hydrochina Chengdu Engineering Corporation, Special report of treatment design for deforming and cracking slope located on the right shore of Pubugou reservoir head on dadu river in Sichuan Province[R]. 2011.
- [4] 武汉大学水利水电学院 水资源与水电工程科学国家重点实验室瀑布沟水电站库首右岸拉裂变形体稳定性分析研究报告[R]. 2010.
- School of Water Resources and Hydropower Engineering, Wuhan University. Stability analysis report for deforming and cracking slope located on the right shore of Pubugou reservoir head[R]. 2010.
- [5] 冉从勇, 何兰, 余学明, 等. 瀑布沟水电站库首右岸拉裂变形体分区分期动态治理研究[J]. 长江科学院院报, 2014, 31(11): 166 - 171.
- RAN Congyong, HE Lan, YU Xueming, et al. Research on the treatment method of information design for deforming and cracking slope located on the right shore of Pubugou reservoir head based on various areas and stages [J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 2014, 31(11): 166 - 171.
- [6] 宋胜武, 冯学敏, 向柏宇, 等. 西南水电高陡岩石边坡工程关键技术研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, 30(1): 1 - 22.
- SONG Shengwu, FENG Xuemin, XIANG Baiyu, et al. Research on key technologies for high and steep rock slopes of Ydropower engineering in southwest china [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, 30(1): 1 - 22.
- [7] 吴启红, 彭振斌, 唐佳, 等. 瀑布沟水电站高陡边坡拉裂破坏模式及稳定性研究[J]. 水资源与水工程学报, 2011, 22(3): 1 - 6.
- WU Qihong, PENG Zhenbin, TANG Jia, et al. Study on damage mode and stability of tension crack body in a high steep slope at Pubugou hydroelectric power station [J]. Journal of Water Resources and Water Engineering, 2011, 22(3): 1 - 6.
- [8] Griffiths D V, Lane P A. Slope stability analysis by finite elements [J]. Geotechnique, 1999, 49(3): 387 - 403.
- [9] Zhang X. Slope stability analysis based on the rigid finite element method [J]. Geotechnique, 1999, 49(35): 585 - 593.
- [10] Bachmann D, Bouissou S, Chemenda A. Analysis of massif fracturing during Deep seated gravitational slope deformation by physical and numerical modeling [J]. Geomorphology, 2009, 103(1): 130 - 135.
- [11] Leung C. F and Kheok S. C. Computer aided analysis of rock slope stability [J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 1987, 20(2): 111 - 122.