

乌东德水电站左岸尾水出口陡倾顺向坡 变形影响因素分析

王吉亮, 杨静, 郝文忠, 黄孝泉, 白伟, 张熊, 魏雨军, 宋涛, 曾立
(长江三峡勘测研究院有限公司(武汉), 湖北 武汉 430074)

摘要: 乌东德水电站左岸尾水出口正面边坡为典型陡倾顺向坡, 在施工期出现了2次变形。以工程地质条件分析为基础, 以变形监测资料和声波检测资料分析为主要手段, 辅以三维数值模拟计算, 对其变形与边坡结构、坡脚隧洞、开挖爆破、坡内小断层、卸荷松弛的关系进行研究, 进而对边坡变形的影响因素进行分析。研究认为, 该边坡变形主因为顺向坡切脚, 此外, 脚部紧凑大断面隧洞挖空和超标准爆破扰动, 在较大程度上加剧了边坡的变形, 坡面出露的小断层对断层附近坡体变形加剧有一定影响。提出在脚部有大断面隧洞开挖的顺向坡施工中, 洞坡交叉部位的隧洞开挖应以支护后边坡稳定为前提, 再进行隧洞的分层开挖, 另外, 施工爆破与边坡支护在顺向坡施工过程中亦应予以高度重视与特殊控制。研究成果丰富了顺向坡稳定性研究的工程实例, 为工程本身的支护设计及开挖施工提供了重要的技术支持, 亦为类似工程提供可以借鉴的经验与指导。

关键词: 岩石力学; 顺向坡; 变形; 影响因素; 变形监测; 物探检测; 乌东德水电站

中图分类号: TU 45

文献标识码: A

文章编号: 1000-6915(2017)09-2194-11

Factors influencing deformation of steep consequent slopes at the tail water outlet on the left bank of Wudongde hydropower station

WANG Jiliang, YANG Jing, HAO Wenzhong, HUANG Xiaoquan, BAI Wei,
ZHANG Xiong, WEI Yujun, SONG Tao, ZENG Li
(Three Gorges Geotechnical Consultants Co., Ltd.(Wuhan), Wuhan, Hubei 430074, China)

Abstract: The slope located at the exit of left tail water tunnel of Wudongde hydropower station is a typical bedding slope with a high dip angle, and the deformation occurred in two stages during the excavation. The influences of the slope structure, the excavation at slope toe, the engineering blasting, the fault and the unloading on the slope deformation were studied with the field monitoring and the numerical simulation. The results show that the main reason of deformation is the cutting excavation at slope toe. In addition, the excavation of a tunnel with large cross section at slope toe and the excessive blasting increase the deformation. The small fault in the slope also affects the slope deformation to some extent. Therefore, it was suggested that excavation should be carried out after the slope supporting at the intersection region of tunnel and slope.

Key words: rock mechanics; consequent slope; deformation; influence factors; deformation monitoring; geophysical detection; Wudongde hydropower station

1 引言

我国是一个水能资源十分丰富的国家, 江河水

能理论蕴藏量 6.94 亿 kW, 技术可开发量为 5.42 亿 kW, 名列世界之首^[1]。随着西部大开发战略的实施和“西电东送”的需求, 我国西部水电资源开发迅猛发展, 出现了一批在建或拟建的大型水利水电

收稿日期: 2017-01-05; **修回日期:** 2017-05-12

作者简介: 王吉亮(1982-), 男, 博士, 2004年毕业于吉林大学地质工程专业, 现任高级工程师, 主要从事水利水电工程地质勘察方面的研究工作。
E-mail: 39128518@qq.com

DOI: 10.13722/j.cnki.jrme.2017.0012

工程，且规模越来越大，涉及到的工程边坡越来越高。在各类边坡中，顺向坡被认为是研究较多的一类边坡，也是发生问题最多、给工程建设造成危害最大的一类边坡^[2-3]。

国内众多学者对顺向坡的变形与破坏机制等开展了大量丰富的研究工作。黄润秋等^[4-10]分析了几种特定情况下顺向坡的变形破坏机制，并以此为依据进行了相应的边坡稳定性研究。冯君等^[11-12]对顺向坡的变形模式和破坏机制进行了模型试验研究，研究表明顺向坡的变形模式主要为顺层滑移变形，破坏机制主要为滑移-拉裂破坏。王吉亮等^[12-13]对大型水电工程中复杂边坡结构的工程边坡变形与稳定问题进行了研究。

在建的乌东德水电站是西电东送骨干电源点，以发电为主，兼顾防洪、航运、拦沙等综合效益，为一等大(1)型工程，装机容量为 10 200 MW，国内排名第 4，世界排名第 7^[14-16]。乌东德水电站左岸尾水出口边坡的结构为顺向坡，施工期出现 2 次变形。本文以工程地质分析为基础，结合变形监测、物探检测成果分析，辅以三维数值模拟成果，对边坡变形影响因素进行深入研究，为工程本身的支护设计及开挖施工提供重要的技术支持，亦为类似工程提供可以借鉴的经验与指导^[14]。

2 工程地质条件

2.1 基本地质条件

左岸尾水出口正面边坡坡脚高程为 796 m，坡顶高程为 910 m，边坡高度为 114 m，边坡走向 283°。高程 850.5 m 以上单级边坡的开挖坡比为 1 : 0.3，高程 850.5 m 以下为高约 54.5 m 的直立坡。边坡脚部为 1#~3#尾水洞，洞宽 22.3 m，洞高 32 m，洞间距 22.7 m^[14]。

边坡地层为前震旦系中元古界落雪组(Pt₂₁)，由薄层夹互层灰岩(Pt₂₁⁸, Pt₂₁¹⁰)、薄层灰岩(Pt₂₁⁹)组成。岩层产状为 60°~100°/S∠73°~85°，即近横向向展布，陡倾下游偏右岸(见图 1~2)^[14]。

正面边坡开挖后坡面揭露一条小断层 f₁，位于 2#尾水洞与 3#尾水洞之间。该断层产状变化较大，为 40°~73°/SE∠55°~79°，构造岩多为碎屑夹泥。该断层向临江侧发育一支断层 f₁₋₁，其性状与 f₁ 相似。一组产状为 275°∠75°的裂隙相对较发育，裂隙性状多为平直粗糙，一般无充填物，少数裂隙充填岩屑夹泥^[14]。

岩体一般沿结构面风化，呈灰黄色，总体为裂隙性溶蚀风化下带岩体，局部岩体受断层等因素影响风化加剧，为裂隙性溶蚀风化上带岩体^[14-16]。

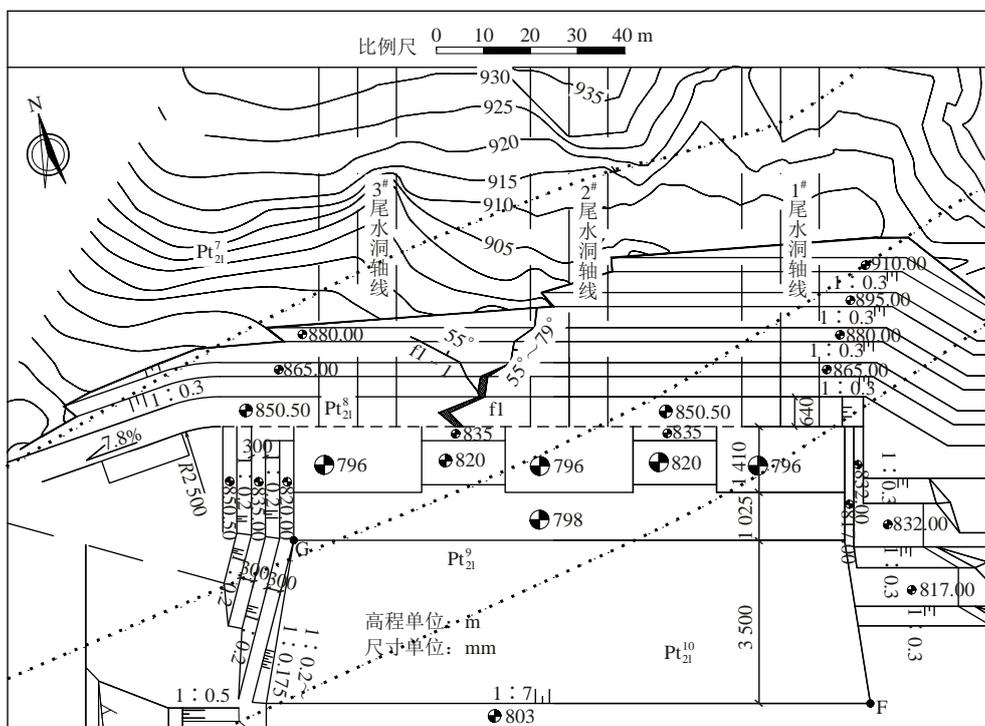


图 1 左岸尾水出口工程地质平面图

Fig.1 Plane view of engineering geology of tail water outlet slope on left bank

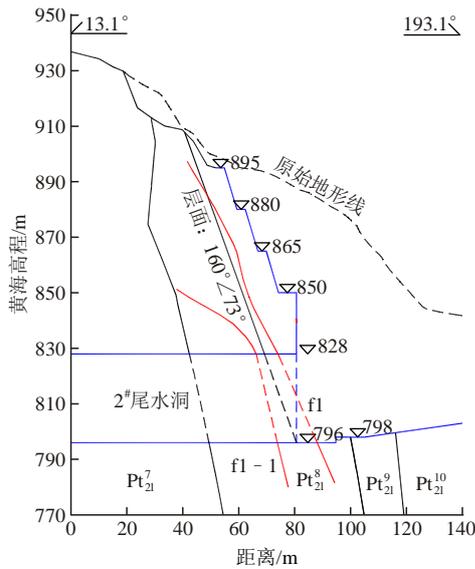


图2 2#尾水洞轴线工程地质剖面图

Fig.2 Sectional view of engineering geology along the axis of tailrace tunnel #2

2.2 边坡结构与破坏模式分析

该段边坡坡面走向与岩层层面走向夹角一般为 $18^{\circ} \sim 23^{\circ}$ ，边坡结构为顺向坡^[14-16]。地层倾角 $73^{\circ} \sim 85^{\circ}$ ，高程850.5 m以上坡段开挖坡比与地层倾角近似一致，但高程850 m以下为直立坡开挖，存在顺向坡切脚问题，按最不利产状情况分析，顺层滑动层面最大水平埋深19.2 m，位于2#尾水洞高程850 m附近(见图2)。

3 边坡变形特征分析

3.1 边坡变形过程简述

左岸尾水出口边坡于2012年6月开始开挖施工。2013年6月中旬，当尾水出口正面直立边坡开挖至高程820~810 m时，左岸尾水出口2#洞正面边坡高程890~930 m坡面喷护混凝土及850 m马道找平混凝土出现裂缝，1#和2#尾水洞轴线对应的1#及2#监测断面多点位移计监测变形增量较大，随即对该边坡采取加强支护措施。2013年7月下旬，大部分加固措施实施后，该部位变形减小，趋于收敛。

2013年7月下旬~9月，左岸出口临时围堰过流，尾水正面坡高程835 m以下位于水位以下，多点位移计未出现变形异常，变形曲线平稳，说明加强支护后的边坡在饱水状态下是稳定的。2013年11月初，尾水基坑抽水完毕，洞脸边坡继续开挖，变形增大。2014年1月6日，1#尾水洞出口附近爆破

开挖，爆破质点震动速度监测成果显示，爆破最大质点振动速度达34.45 cm/s(见图3)，变形曲线出现较明显增幅。

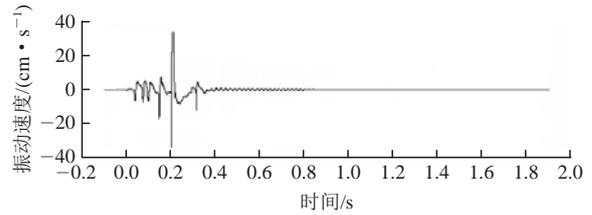


图3 爆破振动监测成果

Fig.3 Monitored results of blasting vibration

2014年1月底~2月初，尾水出口边坡高程850 m以上坡段加强支护施工，尾水洞之间进行混凝土支墩施工，变形逐渐收敛。

2014年2月底~3月初，850 m以上支护基本完成，混凝土支墩浇筑至高程810 m附近时，变形基本收敛。

2014年3月初至今，变形无异常。

3.2 多点位移计布置情况

左岸尾水出口边坡变形监测采取内、外观相结合的监测方式，内观监测布置30个多点位移计、29台锚索测力计、63只锚杆测力计，外观监测共布置19个监测墩^[14]。

多点位移计中，M01~M07为2013年6月前安装，捕捉到了变形的全过程；此外，M12, M13, M15, M16为2013年10月后安装，捕捉到了第II阶段变形的全过程，且这4个测点观测深度较深(见表1)。本

表1 多点位移计安装统计表

Table 1 Statistical results of multi-position extensometer installation

监测断面	仪器编号	安装高程/m	观测深度/m	安装日期
1#	M01	910.5	30	20130529
	M02	880.5	30	20130529
	M03	851.0	30	20130529
	M15	840.0	40	20131212
2#	M04	880.5	30	20130529
	M05	851.0	30	20130529
3#	M16	840.0	40	20131224
	M06	880.5	30	20130529
	M07	851.0	30	20130529
1#与2#之间	M12	826.5	40	20131212
2#与3#之间	M13	838.5	40	20131004

文主要以这 11 个多点位移计监测成果说明边坡变形情况，其布置位置见图 4。

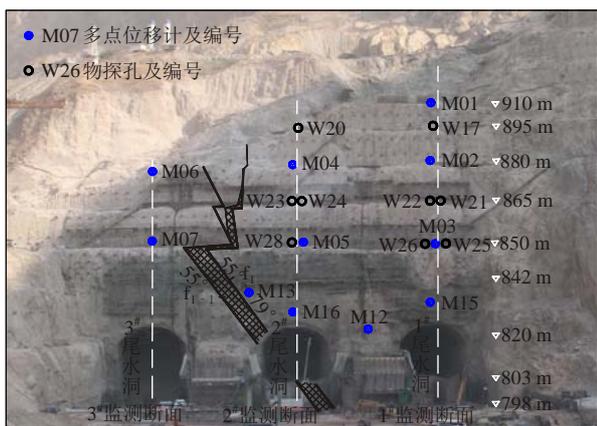


图 4 多点位移计变形监测孔与物探孔布置图

Fig.4 Positions of holes for geophysical prospecting and multi-position extensometer

3.3 变形阶段划分

多点位移计成果假定最深测点为不动点，各测点成果为各测点的测量值减最深测点的测量值，正值表示边坡向坡外变形，负值表示边坡向坡内变形^[17]。

从变形监测曲线分析可知，变形可分为 I、II 两个阶段，第 I 阶段变形经历了变形量陡增(I₁)、蠕变(I₂)2 个过程；第 II 阶段变形经历了变形缓增(II₁)、陡增(II₂)、蠕变(II₃)3 个过程(见图 5)。

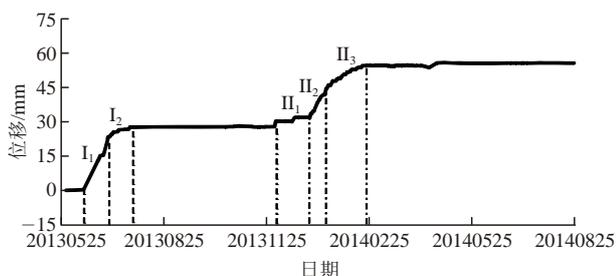


图 5 多点位移计的变形特征曲线

Fig.5 Curve of displacement measured by the multi-position extensometer

阶段 I：对应开挖高程为 820~810 m，为直立坡段开挖阶段。I₁ 为自直立坡顶(高程 850 m)下挖 30~40 m，坡面深层锚索支护未实施，边坡变形显著，坡体难以通过自身应力调整达到平衡，如果不及时采取支护措施，持续变形可能导致坡体失稳破坏^[17]；I₂ 对应 I₁ 变形出现后对边坡进行加强支护处理，为变形趋于收敛的过程，是边坡在支护体系的帮助下岩体内部应力调整的过程。

阶段 II：对应阶段 I 变形收敛后高程 820~810 m 以下坡段继续下挖以及 1[#]，2[#]尾水洞开挖阶段。II₁ 为直立坡继续下挖及尾水洞开挖过程中出现的变形增加，伴随开挖坡体应力缓慢调整。II₂ 为 2014 年 1 月 6 日洞口超标准爆破后变形陡增，坡体内应力调整加剧，坡体自身的调整难以达到平衡，如果不及时采取支护措施，持续变形可能导致坡体失稳破坏^[17]。II₃ 对应边坡加强支护、尾水支墩混凝土浇筑期，在支护体系和支墩混凝土的支撑作用下，变形趋于收敛，变形主要为岩体内部应力缓慢调整过程的表现。

3.4 各阶段变形特征

对各阶段变形过程数据进行统计(见表 2)分析可知：

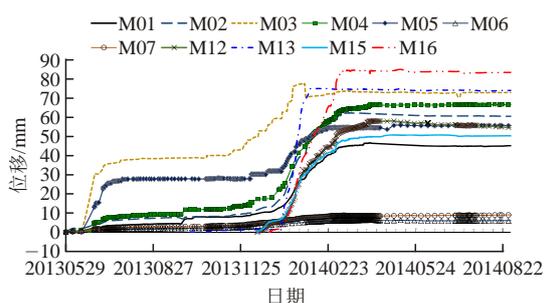
(1) 第 I 阶段变形(见图 6, 7)：发生时间为 2013 年 6 月 5 日~8 月 6 日。变形异常主要发生在 1[#]，2[#]断面直立坡顶高程 850 m 附近的 M03 和 M05 多点位移计，2[#]断面的 M04 和 3[#]断面的 M06，M07 虽有异常，但变形量很小。孔口变形量最大，10 m 深处次之，20 m 深处基本无变化。该阶段变形量最大的测点为 M03，其总变形量为 37.29 mm，孔口平均速率为 0.87 mm/d；I₁ 阶段孔口变形量为 30.02 mm，平均变形速率达 2.14 mm/d；I₂ 阶段孔口变形量为 7.27 mm，平均变形速率达 0.26 mm/d(见表 2)。日变形量最大测点为 M03，出现在 2013 年 6 月 14 日，孔口单日变形量达 2.23 mm。

(2) 第 II 阶段变形(见图 6, 7)：发生时间为 2013 年 11 月 12 日~2014 年 4 月 9 日。坡面所有多点位移计均有不同程度变形异常，变形范围较 I 阶段大，1[#]，2[#]断面变形异常相对明显，3[#]断面测点虽有变形异常，但变形量较小。孔口变形量最大，10 m 深处次之，20 m 深处基本无变化，而 M06，M07 变形仅发生于孔口，且变形量很小。该阶段变形量最大的测点为 M16，其总变形量为 77.05 mm，孔口平均变形速率为 1.13 mm/d。该阶段平均变形速率最大的测点为 M13，该测点于 2013 年 1 月 6 日前未出现变形异常，2013 年 1 月 6 日后，与坡面大部分测点相同(见图 7)，进入变形陡增的 II₂ 阶段，在 2014 年 1 月 6~30 日，孔口变形量为 67.63 mm，变形速率为 2.82 mm/d(见表 2)。日变形量最大测点为 M03，出现在 2014 年 1 月 18 日，孔口单日变形量达 7.14 mm。

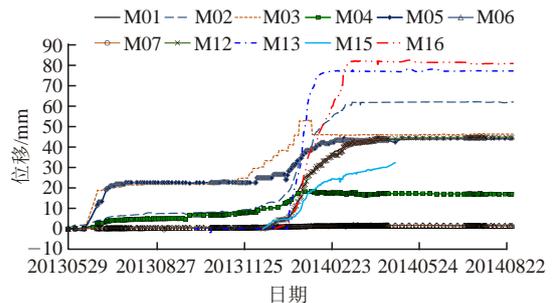
表 2 各多点位移计孔口点的变形特征

Table 2 Displacement characteristics of each multi-position extensometer at orifice point

部位	仪器编号	变形阶段	变形时间			变形量/mm	平均变形速率/(mm·d ⁻¹)	总变形量/mm	总持续时间/d	总平均变形速率/(mm·d ⁻¹)	
			起始日期	结束日期	持续时间/d						
1#断面	M01	II ₁	20131205	20140108	34	5.14	0.15	35.23	90	0.39	
		II ₂	20140108	20140130	22	14.07	0.64				
		II ₃	20140130	20140305	34	16.02	0.48				
	M02	II ₁	20131205	20140105	31	7.23	0.23	43.58	90	0.48	
		II ₂	20140105	20140130	25	21.20	0.85				
		II ₃	20140130	20140305	34	15.15	0.45				
	M03	I ₁	20130614	20130628	14	30.02	2.14	37.29	43	0.87	
		I ₂	20130628	20130727	29	7.27	0.26				
		II ₁	20131112	20140106	58	19.41	0.33				
	M15	II ₂	20140106	20140128	22	22.31	1.01	42.69	80	0.53	
		II ₃	20140128	20140327	58	20.38	0.35				
		I ₁	20130623	20130711	18	6.74	0.37				
2#断面	M04	I ₂	20130711	20130806	25	1.19	0.05	7.93	43	0.18	
		II ₁	20131205	20140105	31	8.56	0.28				
		II ₂	20140105	20140201	24	23.15	0.96				
	M05	II ₃	20140130	20140408	68	22.10	0.32	53.81	123	0.44	
		I ₁	20130614	20130706	22	23.01	1.05				
		I ₂	20130706	20130726	20	4.35	0.22				
	M16	II ₁	20131205	20140106	32	3.76	0.12	27.36	42	0.65	
		II ₂	20140106	20140130	24	16.23	0.68				
		II ₃	20140130	20140223	24	6.72	0.28				
	3#断面	M06	II ₂	20140106	20140130	24	36.05	1.64	77.05	68	1.13
			II ₃	20140128	20140310	46	41.00	1.11			
			I ₁	20130605	20130721	46	0.91	0.02			
M07		II ₁	20131127	20140130	64	2.56	0.04	4.08	133	0.03	
		II ₂	20140130	20140409	69	1.52	0.02				
		I ₁	20130605	20130721	46	2.26	0.05				
1#与2#断面之间	M12	II ₂	20140106	20140129	23	26.11	1.14	46.00	59	0.78	
		II ₃	20140129	20140306	36	19.89	0.55				
2#与3#断面之间	M13	II ₂	20140106	20140130	24	67.63	2.82	73.60	30	2.45	
		II ₃	20140130	20140205	6	5.97	1.00				



(a) 孔口变形曲线



(b) 10 m 深处变形曲线

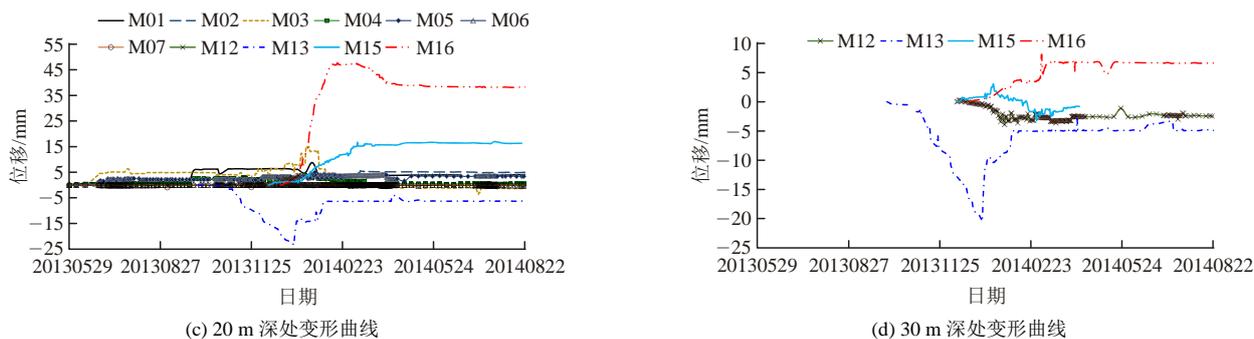


图 6 多点位移计不同深处变形曲线

Fig.6 Measured displacement curves by the multi-position extensometers at different depths

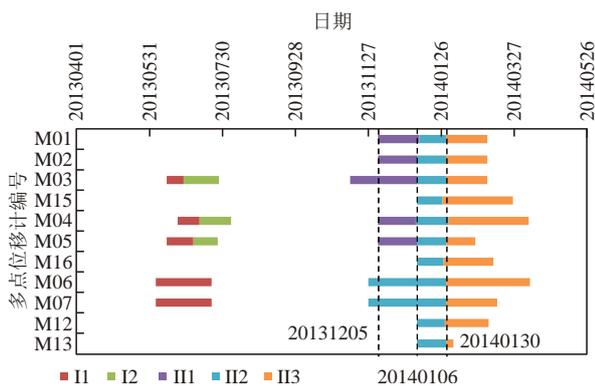


图 7 变形时间横道图

Fig.7 Gantt chart of displacements

4 边坡松弛特征

为查明边坡的松弛情况，在 1[#]、2[#]尾水洞轴线及其附近进行了 9 个孔的声波测试(见图 4)，根据声波测试成果，松弛带水平深度一般达 32.0~37.0 m，最深可达 39.0 m，最浅为 30.0 m，声波波速平均值 2.7~3.4 km/s；非松弛岩体声波平均值 3.3~4.9 km/s^[14]。非松弛岩体较松弛岩体声波平均值高出

0.8~2.0 km/s(见表 3)。

从声波测试成果可以看出：边坡岩体的松弛深度大于断层 f1 的埋深，亦大于边坡产生顺层滑移时的最大潜在滑移深度。以 W26 钻孔的声波测试成果为例，边坡岩体的松弛深度为 36.8 m(见图 8 中 A)，该深度大于 f1 断层在该钻孔处的埋深 30 m(见图 8 中 B)，亦大于边坡产生顺层滑移时在该钻孔处的最大潜在滑移深度 11 m(见图 11 中 C)。

5 边坡稳定性数值模拟分析

5.1 模拟概况

(1) 模拟方法

本文采用 FLAC^{3D} 对边坡进行三维数值模拟计算^[18]。计算范围为：X 方向 700 m，Y 方向 660 m，Z 方向由高程 500 m 至地表，其中 X 轴以平行洞脸边坡指向山内侧为正，Y 轴以平行洞室轴线指向上游侧为正，Z 轴以铅直向上为正(按右手系坐标系)(见图 9，10)。

表 3 左岸尾水出口边坡松弛带及非松弛带岩体水平埋深及声波物探成果表

Table 3 Buried depths and the acoustic geophysical results of relaxation zone and no relaxation zone at the tail water outlet slope on left bank

剖面位置	孔号	高程/m	松弛带岩体特征			非松弛带岩体			f1 埋深/m	顺层滑移最大深度/m
			孔深/m	一般值/(km·s ⁻¹)	平均值/(km·s ⁻¹)	孔深/m	一般值/(km·s ⁻¹)	平均值/(km·s ⁻¹)		
1 [#] 尾水洞轴线	W17	895.5	<38.8	3.0~3.9	3.4	>38.8	3.5~5.4	4.5	36.8	-
	W21	866.0	<39.0	2.4~2.8	2.7	>39.0	2.6~4.1	3.5	28.2	-
	W22	866.0	<32.0	2.3~3.3	2.8	>32.0	2.5~3.9	3.3	28.2	-
	W25	851.5	<32.6	2.2~3.2	2.7	>32.6	2.7~4.9	3.9	28.8	4.0
	W26	851.5	<36.8	2.1~3.8	2.9	>36.8	3.4~5.3	4.3	28.8	4.0
2 [#] 尾水洞轴线	W20	896.0	<37.0	2.3~3.4	2.7	>37.0	2.5~5.6	4.2	7.1	5.0
	W23	866.0	<31.4	2.2~3.2	2.8	>31.4	3.6~5.9	4.8	7.4	10.5
	W24	866.0	<32.0	2.4~4.0	3.1	>32.0	4.0~5.6	4.9	7.4	10.5
	W28	852.0	<30.0	2.6~3.8	3.2	>30.0	3.5~5.3	4.5	10.6	12.3

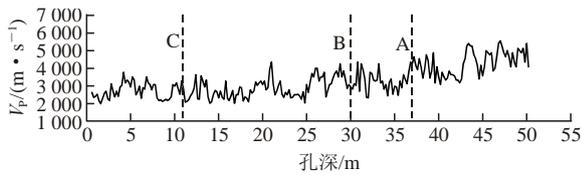


图8 W26 声波测试结果

Fig.8 Sound wave test results of W26

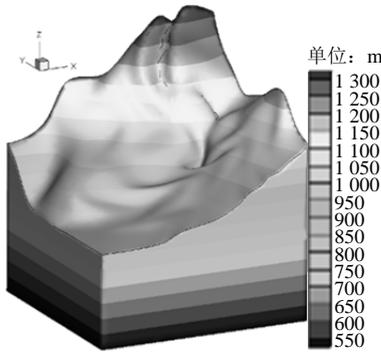


图9 计算模型

Fig.9 Calculation mode

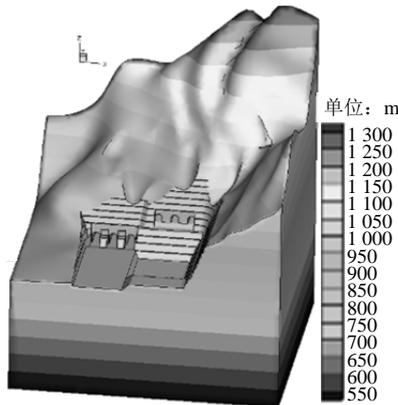


图10 开挖后的坡体形态

Fig.10 The shape of slope after excavation

计算域内模拟了地层 Pt_{21}^6 , Pt_{21}^7 , Pt_{21}^8 , Pt_{21}^9 , Pt_{21}^{10} 以及岩体开挖扰动强弱卸荷带, 断层 $f1$, $f1-1$, 花山沟断层 $f6$ 等。计算域共剖分了 147 796 个节点, 575 850 个单元(见图 11)。

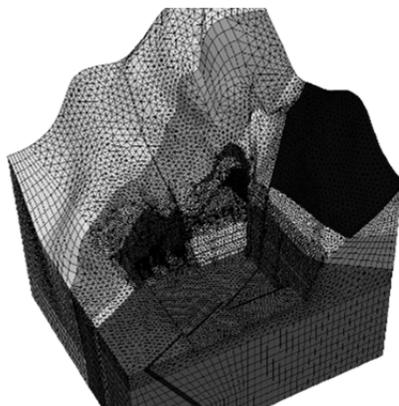


图11 计算模型开挖后网格

Fig.11 Grid model of calculation after excavation

模型采用遍布节理弹塑性模型模拟层状岩体, 考虑了岩体在垂直和平行层面 2 个方向强度的各向异性, 可以模拟沿层面和岩体的拉张破坏与剪切破坏^[18]。

按边坡和尾水洞的实际开挖与支护顺序, 计算、模拟各马道开挖及锚杆、锚筋桩和预应力锚索支护、混凝土支墩支护。

(2) 物理力学参数取值

以岩体与结构面力学参数建议值为基础, 基于尾水出口边坡整体三维数值分析模型, 利用边坡施工开挖期内外观监测资料, 对岩体、层面参数及卸荷带参数进行反演, 获得合理的宏观等效参数, 见表 4。

考虑到层状岩体边坡与下部洞室开挖爆破相互影响, 对于爆破扰动强烈和变形较大部位, 黏聚力按 20%~50% 折减, 摩擦因数按 50%~60% 折减; 考虑岩体遇水后参数的弱化, 摩擦因数和黏聚力分别取原正常参数的 0.90 和 0.85 倍^[18]。

(3) 开挖支护参数

左岸尾水出口边坡最大坡高 114 m; 开挖坡向 283°; 高程 850.5 m 以上每 15 m 一级边坡, 设 3 m 宽边坡, 单级边坡开挖坡比为 1:0.3; 高程 850.5 m 处马道宽 6.4 m; 高程 850.5 m 以下为高 54.5 m 的直立边坡; 尾水塔塔基高程为 796.0 m; 尾水隧洞出口为 26.0 m 长的渐变段, 开挖尺寸为 19.8 m×27.15 m~22.3 m×27.15 m(宽×高), 洞间距 22.7 m; 相邻尾水洞之间保留原岩隔墩, 隔墩宽 18.8 m, 为直立状, 在隔墩顶高程 835.0 m 处设 3 m 宽平台, 在高程 820.0 m 处设 9.45 m 宽平台^[14]。

边坡施工详图阶段支护设计方案与变形后 2 次动态调整方案见表 5 和 6^[18]。

5.2 计算结果分析

(1) 位移计算成果

随开挖边坡高度增加, 位移量值逐渐变大; 边坡岩体的变形朝向坡外并向下, 水平方向朝坡外的位移大于竖向位移, 且大于上、下游方向的位移。

尾水洞出口边坡($f1$ 上盘)变形量一般为 20~160 mm, 最大变形 177 mm; 尾水洞出口边坡($f1$ 下盘)变形量一般为 10~30 mm, 最大变形 40 mm; 各级马道整体上以水平方向的变形为主, 水平指向坡外变形为 20~170 mm; 洞脸边坡铅直方向以下沉变形为主, 量值为 10~45 mm, 高程 850 m 以下边坡铅直方向以下沉变形为主, 量值为 20~50 mm; 平行坡面方向的变形为 20~40 mm(见图 12)。

表 4 计算采用的岩体与结构面力学参数
Table 4 Mechanical parameters of rock mass and structural plane

地层岩性	卸荷区	容重 $\gamma / (\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	变形模量 E/GPa	泊松比 μ	摩擦因数 f	黏聚力 c/MPa
$\text{Pt}_{21}^8, \text{Pt}_{21}^{10}$	非	26.8	18	0.25	1.20	1.40
	弱	26.7	13	0.28	0.90	1.00
	强	26.7	3	0.30	0.70	0.60
$\text{Pt}_{21}^7, \text{Pt}_{21}^9$	非	26.8	14	0.27	1.00	1.10
	弱	26.7	13	0.28	0.90	1.00
	强	26.7	3	0.30	0.70	0.60
Pt_{21}^6	非	26.9	18	0.25	1.20	1.40
	弱	26.9	17	0.28	0.90	1.00
层面	无充填	-	-	-	0.50~0.70	0.10~0.20
	附泥钙质薄膜	-	-	-	0.50~0.60	0.05~0.08
断层 f1, f1 - 1		26	0.5	0.35	0.35	0.05
断层 f6		26	0.5	0.35	0.25	0.01

表 5 施工详图阶段支护设计方案^[18]
Table 5 Supporting design scheme of stage construction details^[18]

开口线附近锚筋柱	单级边坡锚索	单级边坡锁口锚杆	系统锚杆
$3\Phi 28 \text{ mm}, L = 12 \text{ m}, 2 \text{ 排}@2 \text{ m} \times 2 \text{ m}$	$T = 200 \text{ t}, L = 30 \text{ m}, 2 \text{ 排}@4 \text{ m} \times 6 \text{ m}$	$\Phi 28 \text{ mm}, L = 9 \text{ m}, 2 \text{ 排}@2 \text{ m} \times 2 \text{ m}$	$\Phi 28 \text{ mm}, L = 6/9 \text{ m}, 2 \text{ m} \times 2 \text{ m}$

表 6 动态调整支护设计方案^[18]
Table 6 Dynamic adjustment supporting design scheme^[18]

阶段	锚索		锚筋柱		混凝土支墩	
	部位	参数	部位	参数	部位	参数
I	高程 850.5 m 以下	$T = 200 \text{ t}, L = 40 \text{ m}, 2 \text{ 排}$	高程 850.5 m 以下	$3\Phi 28 \text{ mm}, L = 24 \text{ m}, 2 \text{ 排}$	-	-
	高程 837.5 m, 2 [#] 尾水洞上方	$T = 200 \text{ t}, L = 40 \text{ m}, 1 \text{ 排}$	高程 837.5~833 m	$3\Phi 28 \text{ mm}, L = 24 \text{ m}, 3 \text{ 排}$	-	-
II	高程 850.5m 以上	$T = 200 \text{ t}, L = 50 \text{ m}, 8 \text{ 排},$ 水平间距 4 m	-	-	尾水洞间	25 m(长)×18 m(宽)×37 m(高)

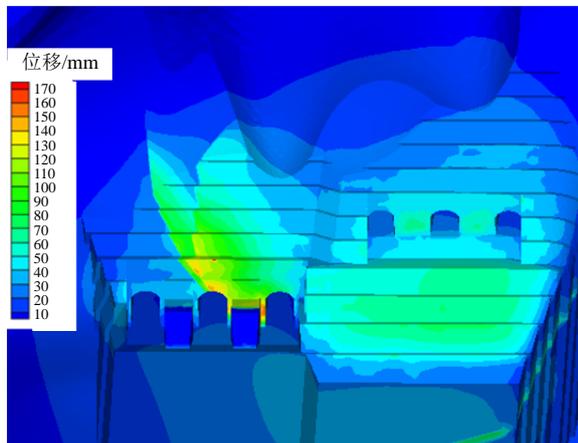


图 12 整体位移等色区图
Fig.12 Contour of displacements

从变形分布区域来看(见表 7), 边坡变形较大的区域位于 3[#]尾水洞向山内侧, 变形总体规律表现为: 2[#]洞轴线部位变形量最大, 向两侧逐渐变小; 低高程(即洞顶高程)处变形量最大, 向高高程逐渐变小; Y 向位移最大, Z 向位移次之, X 向位移最小, 即表现为向坡外的松弛变形为主。最大位移出现在 2[#]尾水洞洞顶高程 825 m 附近, 总位移量为 141.6 mm, X 向位移为 10.5 mm, Y 向位移为 133 mm, Z 向位移为 47.4 mm。

(2) 应力计算成果

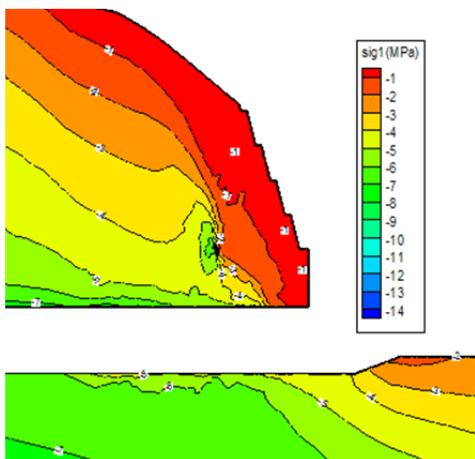
边坡开挖完成后, 边坡岩体卸荷松弛, 松弛范围大致沿着坡面分布, 一般应力扰动深度 30~60 m。

表 7 边坡开挖完成后各马道的位移

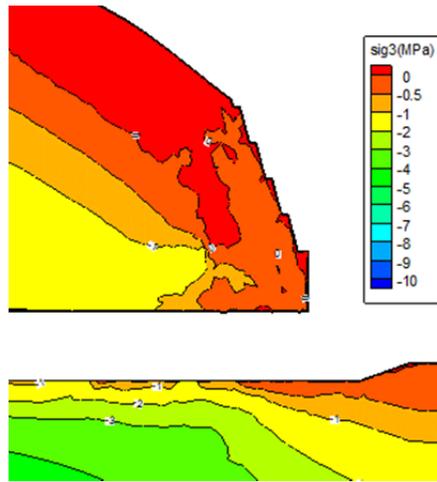
Table 7 Displacements at every berms after slope excavation

剖面位置	高程/m	位移/mm			
		X向	Y向	Z向	合位移
1#洞轴线	825	1.4	73.4	23.1	77.0
	850	6.5	56.5	12.1	58.2
	865	7.6	44.1	11.7	46.3
	880	8.9	35.5	13.2	38.9
	895	9.1	30.3	14.2	34.7
	910	8.8	28.1	12.9	32.2
1#与2#洞之间	825	0.4	95.3	35.7	101.8
	850	3.5	76.5	25.1	80.6
	865	9.1	60.1	26.6	66.4
	880	10.3	46.3	26.4	54.2
	895	11.5	34.5	24.5	43.9
	910	13.5	30.2	23.1	40.4
2#洞轴线	825	10.5	133.0	47.4	141.6
	850	1.4	106.8	28.1	110.4
	865	4.9	90.5	34.7	97.1
	880	10.1	56.8	33.1	66.5
	895	11.8	40.3	32.0	52.9
	910	14.3	33.0	32.5	48.4
2#与3#洞之间	825	11.0	28.4	-14.0	33.5
	850	0.8	97.1	4.6	97.2
	865	14.3	86.5	12.8	88.6
	880	16.2	64.3	14.2	67.8
	894.5	6.9	40.1	19.2	45.0
	910	4.5	34.2	19.3	39.6
3#洞轴线	825	4.2	36.0	-4.4	36.5
	850	16.0	22.3	-11.3	29.7
	865	20.7	11.8	-8.9	25.4
	880	22.3	5.1	-6.5	23.8
	885	23.1	7.5	-6.0	25.0

在坡脚部位、尾水洞与边坡交界部位，存在一定程度的压应力集中，应力量级为 5~10 MPa。开挖完成后，边坡内有较大范围的拉应力区，主要出现在各级马道坡面；边坡拉应力一般为 0.0~0.2 MPa，最大拉应力值为 0.6 MPa，出现在 1#~3#洞间隔墩外侧高程 835 m 平台顶部(见图 13)。



(a) 大主应力云图



(b) 小主应力云图

图 13 2#洞剖面最大与最小主应力云图

Fig.13 The maximum and minimum principal stresses in section of tunnel #2

6 边坡变形影响因素分析

6.1 开挖切脚影响

左岸尾水出口边坡为典型的陡倾顺向坡，高程 850.5 m 以上坡角与岩层倾角近一致，无顺向坡切脚问题，但在高程 850.5 m 以下，由于构筑物的结构形式需要，开挖形态为直立坡，存在顺向坡切脚问题。

2013年6月中旬，当尾水出口直立坡段开挖至高程 820~810 m 时，顺向坡切脚高度 30~40 m，现场支护施工滞后，特别是高程 850.5 m 以下的深层锚索支护均未实施，切脚后的顺向坡未得到锚固力的有效控制，使边坡出现第 I 阶段变形，顺向坡的切脚与边坡变形关系密切。

从声波检测成果可知，边坡岩体松弛深度超过顺层潜在在滑移面的深度(见图 8)。从数值模拟计算成果可知，边坡变形以 Y 向变形为主，Z 向变形次之(见表 7)，均表现为松弛变形为主的变形特征。

6.2 坡内大开挖率的影响

乌东德坝址区河谷狭窄，构筑物布置空间有限，特别是左岸尾水出口，布置于花山沟上游侧，受天然地形限制，尾水洞布置空间被迫紧缩。尾水洞洞脸边坡长 116.2 m，尾水洞洞跨 22.3 m，洞间隔墙厚 22.7 m，与洞跨相当，在坡长方向上，约 57% 的岩体被尾水洞开挖，边坡脚部支撑岩体仅剩余 43%，一定程度上弱化了边坡脚部岩体的支撑作用。隧洞开挖后，坡脚的压应力主要由洞间隔墙承担，受压应力影响，隔墩产生向外的变形，应力计

算结果主要表现为隔墩外侧拉应力偏大。

2013 年 11 月中旬, 1[#]和 2[#]尾水洞开挖, 隧洞开挖引起的脚部支撑弱化作用显现, 边坡出现第 2 次变形, 变形监测曲线出现缓增, 多数变形监测点进入变形阶段 II。

6.3 强烈爆破扰动影响

爆破振动的破坏作用主要表现为: (1) 爆破产生的振动惯性力导致坡体下滑力增大, 当惯性力沿滑动面的分量增大到一定程度后, 可能引起坡体的动力失稳; (2) 爆破荷载的反复作用会降低结构面的抗剪强度^[18-20]。对于顺层岩质坡而言, 层面与爆破源夹角小, 爆破作用对层面的影响更加显著。

控制得当的爆破对边坡稳定性的影响是短暂的, 爆破开挖后岩体通过自身的应力调整可较快恢复稳定, 在变形曲线上表现为爆破开挖后变形陡增, 而后很快收敛, 变形曲线一般呈台阶状。而超标准的爆破振动对岩体特别是结构面的损伤以及对边坡稳定性的影响是不可逆的, 左岸尾水出口边坡为直立坡切脚的顺向坡, 加之断面隧洞的开挖等多重不利影响, 在这种情况下, 爆破振动对层面的损伤, 无疑是加剧边坡变形的重要外在诱因。

2014 年 1 月 6 日, 1[#]尾水洞洞口爆破开挖, 距爆点 10 m 处监测到最大质点振动速度达 34.34 cm/s, 远超出《水电水利工程爆破施工技术规范》(DL/T5135—2013)中 ≤ 10 cm/s 的要求, 其后, 多数多点位移计监测曲线出现陡增(见图 7), 进入变形阶段 II₂, 且均未快速收敛, 与超标准的爆破扰动关系密切。

6.4 f1 断层影响

f1 断层是尾水出口边坡开挖期揭露的一条较长的相对软弱结构面, 坡面与该断层走向夹角 30°~63°, 性状较差, 多充填碎屑夹泥。

从变形异常的多点位移计分布情况来看, 变形主要位于 f1 断层上盘, f1 断层看似变形的起因, 但是边坡变形范围并不局限于 f1 断层附近, 距离 f1 断层较远的 1[#]洞轴线处亦发生变形, 而且位于 1[#]洞轴线的 M03 多点位移计先于距离 f1 断层最近的 2[#]监测断面进入阶段变形 II; 从声波检测资料分析, 边坡松弛深度均大于 f1 断层发育深度。

由此可见, f1 断层并非边坡大范围变形的主因。由于其与层面有一定的夹角, 在一定程度上起到侧向切割边界的作用。从数值模拟计算成果亦可以看出, f1 断层附近 Y 向和 Z 向位移较其他坡段大(见表 7), 其附近岩体的变形应与其有直接关系, f1 断层在边坡变形中的作用表现为在顺向坡变形的基

础上, 加剧了断层附近坡段的变形。

6.5 差异变形原因分析

从监测资料可知, 位于 3[#]尾水洞轴线的 M06, M07 多点位移计虽与 1[#], 2[#]尾水洞上方边坡变形同步发生, 均存在 I, II 阶段的变形, 但变形总量相对较小, 多点位移计孔口总变形仅为 4.99 和 7.22 mm, 数值计算结果也显示, 3[#]尾水洞轴线附近位移量为最小(见表 7), 其原因主要有如下几个方面: (1) 山外侧有走向与其近垂直的工程边坡相连, 存在较明显支撑作用; (2) 3[#]尾水洞上方边坡坡高较低, 工程边坡高仅 84 m, 所能形成的顺层滑移规模相对较小; (3) 第 II 阶段变形时, 3[#]尾水洞尚未开挖, 脚部岩体支撑作用未被弱化; (4) 该坡段上方自然边坡较矮, 山岩压力小, 天然积蓄的应变能较小, 开挖后卸荷作用相对小。

7 结 论

以左岸尾水洞出口边坡工程地质条件分析为基础, 结合变形监测和物探检测成果分析, 辅以三维数值模拟计算成果, 对边坡的变形特征从时间和空间上进行综合全面分析, 得出如下结论:

(1) I 阶段边坡变形的原因是顺向坡切脚开挖后支护未能及时跟进。由于边坡开挖使岩层脚部切断, 边坡卸荷作用加剧, 坡体内部应力调整较大, 难以通过自身调整达到平衡状态, 这个过程需辅以较原开挖设计支护强度更高的支护措施, 边坡变形才能得以控制, I₂ 阶段在加强支护措施实施后短期内即完成变形收敛即很好地证明了这一点。

(2) II 阶段边坡变形的的主因仍为顺向坡切脚, 与 I 阶段不同的是, II 阶段中边坡脚部紧凑大断面隧洞挖空和超标准爆破扰动影响在一定程度上加剧了边坡变形。

(3) 顺向坡开挖形态应以不切脚为宜, 但受天然地形因素与构筑物结构形态需求的限制, 往往事与愿违, 这就要求边坡开挖后有较强的支护措施对边坡变形进行约束, 开挖期爆破控制、开挖梯段控制、支护的及时性也需要有更高的要求。

(4) 边坡脚部有隧洞开挖的顺向坡应作为一种特殊情况予以高度重视, 大规模脚部挖空, 脚部支撑作用削弱, 对顺向坡稳定不利, 隧洞与边坡交叉部位, 边坡的稳定是关键, 开挖工序上应先行边坡开挖支护, 在边坡稳定的前提下, 再进行隧洞分梯段开挖, 切忌隧洞先行开挖或边坡与隧洞同时开挖。

(5) 顺向坡岩体特别是层面在变形后及爆破振动损伤后, 其物理力学参数在一定程度上存在一定的不确定性, 值得进一步深入研究、探讨。

致谢 感谢参与乌东德水电站尾水出口边坡稳定性研究工作的丁秀丽、卢波、刘冲平、杜申伟、张存慧等, 以及长江三峡勘测研究院有限公司(武汉)乌东德勘察项目部全体同仁, 特此致谢!

参考文献(References):

- [1] 王吉亮, 李会中, 杨静, 等. 乌东德水电站右岸引水洞进口边坡稳定性研究[J]. 水利学报, 2012, 43(11): 1 271 - 1 278.(WANG Jiliang, LI Huizhong, YANG Jing, et al. Research on stability of slope at right inlet diversion tunnel of Wudong hydropower station[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2012, 43(11): 1 271 - 1 278.(in Chinese))
- [2] 龚涛. 顺层岩质边坡稳定性研究[硕士学位论文][D]. 西安: 西安理工大学, 2009.(GONG Tao. Stability study of rock slopes with bedding planes[M. S. Thesis][D]. Xi'an: Xi'an University of Technology, 2009.(in Chinese))
- [3] 王吉亮, 杨静, 陈又华, 等. 复杂层状高陡岩质边坡变形与稳定性研究[J]. 水利学报, 2015, 46(12): 1 414 - 1 422.(WANG Jiliang, YANG Jing, CHEN Youhua, et al. Study on deformation and stability of complex layered high and steep rock slope[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2015, 46(12): 1 414 - 1 422.(in Chinese))
- [4] 黄润秋, 赵建军, 巨能攀, 等. 汤屯高速公路顺层岩质边坡变形机制分析及治理对策研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(2): 240 - 246.(HUANG Runqiu, ZHAO Jianjun, JU Nengpan, et al. Study on deformation mechanism and control method of bedding rock slope along Tangtun expressway[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(2): 240 - 246.(in Chinese))
- [5] 肖国峰, 冯光乐, 陈从新, 等. 硬岩中顺层边坡变形特征和破坏机制分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(增2): 4 458 - 4 464.(XIAO Guofeng, FENG Guangle, CHEN Congxin, et al. Research on deformation and failure mechanism of moderate-dip cataclinal hard rock slope[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(Supp.2): 4 458 - 4 464.(in Chinese))
- [6] 刘才华, 徐健, 曹传林, 等. 岩质边坡水力驱动型顺层滑移破坏机制分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(19): 3 529 - 3 533.(LIU Caihua, XU Jian, CAO Chuanlin, et al. Analysis of bedding slip failure mechanism of rock slope due to hydraulic drive[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(19): 3 529 - 3 533.(in Chinese))
- [7] 杨天鸿, 芮勇勤, 李连崇, 等. 顺层蠕动边坡变形破坏机制及稳定性动态分析[J]. 工程地质学报, 2003, 11(2): 155 - 161.(YANG Tianhong, RUI Yongqin, LI Lianchong, et al. Study on deformation mechanics stability of bedding creeping slope[J]. Journal of Engineering Geology, 2003, 11(2): 155 - 161.(in Chinese))
- [8] 杨天鸿, 芮勇勤, 唐春安. 阜新海州露天矿顺层边坡变形破坏机制分析[J]. 水文地质工程地质, 2001, 28(4): 36 - 39.(YANG Tianhong, RUI Yongqin, TANG Chun'an. Study on deformation mechanism on Fuxin Haizhou open-pit bedding stratum slope[J]. Hydrology and Engineering Geology, 2001, 28(4): 36 - 39.(in Chinese))
- [9] 王志勇. 含软弱夹层岩质边坡稳定性分析研究[硕士学位论文][D]. 长沙: 中南大学, 2004.(WANG Zhiyong. Research on stability assessment of rock slope with weak layer[M. S. Thesis][D]. Changsha: Changsha Central South University, 2004.(in Chinese))
- [10] 滕宏伟. 顺层边坡稳定性分析预测及其应用研究[硕士学位论文]文[D]. 重庆: 重庆大学, 2002.(TENG Hongwei. Research on analysis and prediction and application of bedding rock slope stability[M. S. Thesis][D]. Chongqing: Chongqing University, 2002.(in Chinese))
- [11] 冯君, 周德培, 李安洪. 顺层岩质边坡开挖稳定性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(9): 1 474 - 1 478.(FENG Jun, ZHOU Depei, LI Anhong. Research on stability of rock bedded slopes[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(9): 1 474 - 1 478.(in Chinese))
- [12] 陈从新, 黄平路, 卢增木. 岩层倾角影响顺层岩石边坡稳定性的模型试验研究[J]. 岩土力学, 2007, 28(3): 476 - 481.(CHEN Congxin, HUANG Pinglu, LU Zengmu. Study on correlation between stability of consequent rock slope and obliquity of rock layer by simulation experiment[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, 28(3): 476 - 481.(in Chinese))
- [13] 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 hydropower engineering in southwest China[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, 30(1): 1 - 22.(in Chinese))
- [14] 郝文忠, 黄孝泉, 王吉亮, 等. 乌东德水电站左岸尾水洞出口边坡稳定性评价[J]. 人民长江, 2014, 45(20): 51 - 53.(HAO Wenzhong, HUANG Xiaoquan, WANG Jiliang, et al. Stability evaluation on tailrace outlet slope at left bank of Wudongde hydropower station[J]. Yangtze River, 2014, 45(20): 51 - 53.(in Chinese))
- [15] 黄孝泉, 王吉亮, 郝文忠, 等. 金沙江乌东德水电站左岸尾水出口边坡变形分析及加固方案专题报告[R]. 武汉: 长江勘测规划设计研究有限责任公司, 2014.(HUANG Xiaoquan, WANG Jiliang, HAO Wenzhong, et al. Special report of deformation analysis and reinforcement at left bank outlet of Wudongde hydropower station in Jinsha River[R]. Wuhan: Changjiang Survey Planning Design Limited Liability Company, 2014.(in Chinese))
- [16] 王吉亮, 杨静, 李会中, 等. 乌东德水电站左岸拱肩槽边坡稳定性[J]. 吉林大学学报: 地球科学版, 2013, 43(2): 528 - 536.(WANG Jiliang, YANG Jing, LI Huizhong, et al. Stability of slope at left abutment of Wudongde hydropower station[J]. Journal of Jilin University: Earth Science, 2013, 43(2): 528 - 536.(in Chinese))
- [17] 黄秋香, 汪家林, 邓建辉, 等. 基于多点位移计监测成果的坡体变形特征分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 28(增1): 2 667 - 2 673.(HUANG Qiuxiang, WANG Jialin, DENG Jianhui, et al. Slope deformation character analysis based on monitoring results of multiple multi-point borehole extensometer[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, 28(Supp.1): 2 667 - 2 673.(in Chinese))
- [18] 丁秀丽, 卢波, 张练, 等. 金沙江乌东德水电站左岸尾水出口边坡施工期稳定性和支护措施研究[R]. 武汉: 长江科学院水利部岩土力学与工程重点实验室, 2013.(DING Xiuli, LU Bo, ZHANG Lian, et al. Study on stability and supporting measures during construction at left bank outlet of Wudongde hydropower station in Jinsha River[R]. Wuhan: Key Laboratory of Geotechnical Mechanics and Engineering of Ministry of Water Resources, 2013.(in Chinese))
- [19] 李维光. 爆破振动作用下顺层岩质边坡稳定性研究[博士学位论文][D]. 西南交通大学, 2008.(LI Weiguang. Study on rock mass bedding slope stability under blast seism[Ph. D. Thesis][D]. Southwest Jiaotong University, 2008.(in Chinese))
- [20] 周莲君. 层状岩体破坏特征的试验和数值分析及其边坡稳定性研究[博士学位论文][D]. 长沙: 中南大学, 2009.(ZHOU Lianjun. The test and numerical analysis of the fracture characteristics of layered rock mass and its slope stability study[Ph. D. Thesis][D]. Changsha: Central South University, 2009.(in Chinese))