

DOI:10.16031/j.cnki.issn.1003-8035.2020.04.01

西南某电站坝址右岸含软弱层带岩质斜坡变形破坏机制

李远征^{1,2}, 陈强³, 潘远阳³, 黄鑫³

(1. 中交四航工程研究院有限公司, 广东 广州 510230; 2. 中交交通基础工程环保与安全重点实验室, 广东 广州 510230; 3. 地质灾害防治与地质环境保护国家重点实验室(成都理工大学), 四川 成都 610059)

摘要: 四川雅砻江某拟建电站坝址右岸岩质斜坡主要由顺层的变质砂岩、炭质板岩及大理岩组成, 在褶皱过程中形成多条贯穿性的层间弱带, 其变形破坏模式为蠕滑-剪切型破坏。在获取各类地质要素和各层工程地质特性等资料基础上, 利用有限元法建立斜坡三维模型对现场工程地质分析成果进行验证并对斜坡的变形破坏机制进行探讨。研究结果表明: 由于层间弱带的存在, 右岸坡体在重力和残余构造应力的作用下使岩体出现渐进破坏的累积过程, 岩层不断弯曲、开启, 发生层间剪切蠕变, 并逐渐向下延伸, 沿控制性结构面产生层间错动, 坡体下部应力集中使前部剪切扩展, 最终岩桥被剪断, 滑移面贯通, 岩体沿中缓倾结构面滑出。

关键词: 岩质边坡; 蠕滑-剪切; 软弱层带; 数值模拟; 变形机理

中图分类号: P642

文献标识码: A

文章编号: 1003-8035(2020)04-0001-10

Deformation and failure mechanism of rock slope with soft strata in the right bank of a power station dam site in Southwest China

LI Yuanzheng^{1,2}, CHEN Qiang³, PAN Yuanyang³, HUANG Xin³

(1. CCCC Fourth Harbor Engineering Institute Co., Ltd., Guangzhou, Guangdong 510230, China;

2. Key Laboratory of Environmental Protection & Safety of Transportation Foundation Engineering,

Guangzhou, Guangdong 510230, China; 3. State Key Laboratory of Geohazard Prevention and Geoenvironment Protection (Chengdu University of Technology), Chengdu, Sichuan 610059, China)

Abstract: The rocky slope on the right bank of a proposed power station dam site in the Yalong River in Sichuan is mainly composed of bedding metamorphic sandstone, carbonaceous slate, and marble. During the fold process, several penetrating interlayer weak bands are formed. The failure mode is creep-shear. On the basis of various geological elements and engineering geological characteristics of each layer, a three-dimensional model of the slope was established using the finite element method to verify the results of on-site engineering geological analysis and explore the deformation and failure mechanism of the slope. The research results show that: due to the existence of weak interlayers, the right bank slope under the action of gravity and residual tectonic stress causes a cumulative process of progressive failure of the rock mass; the rock layer is continuously bent, opened, interlayer shear creep occurs, and gradually extending downward; interlayer displacements occur along the control structure plane. Stress concentration at the lower part of the slope causes shear expansion at the front. Eventually, the rock bridge is sheared and the slip surface penetrates, then the rock body slides out along the moderately inclined structural surface.

Keywords: rock slope; creeping-cutting; weak layer; numerical simulation; deformation mechanism

收稿日期: 2019-12-05; 修订日期: 2020-01-02

基金项目: 国家重点研发计划项目(2017YFC1501000); 四川省教育厅科研计划重点项目(18ZA0045)

第一作者: 李远征(1993-), 男, 安徽砀山人, 硕士研究生, 研究方向为岩土体特性及其稳定性研究。E-mail: lyzgeo@163.com

通讯作者: 陈强(1973-), 男, 山西忻州人, 讲师, 博士, 研究方向为岩土体特性及其稳定性研究。E-mail: chenqiang200301081@163.com

0 引言

我国西南山区多高陡岩质斜坡,多数大型水利水电工程集中在此,在水利水电建设中高陡岩质边坡的稳定性问题尤为突出。目前,在高边坡稳定性研究中,国内外许多学者已经进行了研究和探讨,并得出了一系列具有工程指导意义的结论^[1-5]。其中在岩质边坡破坏前,一般都要经过时效变形和表生改造两个阶段^[6-7]。而岩质边坡的失稳破坏又是一个渐进累积的过程,在外营力作用下,随着坡体内部应力的增大,坡体内个别部位岩体达到屈服,滑动面逐渐形成,最后完全贯通,边坡最终发生整体破坏^[8]。

对于边坡变形破坏特征及其机制的研究,国内外众多学者提出了不同的方法。在数值模拟方面,陈国庆等^[9-10]提出应用动态强度折减法对边坡稳定性进行分析,真实再现了边坡渐进失稳的全部过程。唐芬等^[11]利用双折减系数法对边坡的破坏机制进行了探讨。李小春等^[12]提出一种基于局部强度折减法的多滑面分析方法,对定义的单元安全系数进行计算,然后自动搜索出单元安全系数处于不同范围的合集,对强度参数进行折减计算后得到其对应的滑动面。夏敏等^[13]通过 FLAC^{3D} 内置的动力分析模块对某大型滑坡的复活机制进行了分析研究。BHASIN 等^[14]采用离散元程序 UDEC 对含节理的岩质边坡进行动力分析,对岩块的变形机制提出了深入的见解。同时,采用物理模型试验研究边坡的变形破坏演化过程也是常用的一种手段,邓茂林等^[15]以武隆鸡尾山滑坡为地质原型,进行了离心模型试验,查明和重现典型视倾向滑移型滑坡的形成演化过程。TSESARSKY 等^[16]通过对层状结构的岩质斜坡进行振动台试验,研究其变形破坏机理,发现在斜坡动力破坏过程中,岩体结构起着重要作用。

虽然关于岩质边坡的失稳破坏理论已经日趋成熟,但由于岩质边坡中含有大量不同构造、产状和特性的不连续面(比如层面、节理、裂隙、软弱夹层、岩脉和断裂破碎带等)^[17-19],以及受山体重力、水压力以及人类工程活动等影响,导致不同的岩质边坡变形破坏又具有明显的差异性。

本文所研究的岩质边坡,虽然从现场平硐勘察发现边坡岩层发生轻度弯曲滑移变形,但并没有达到弯曲破坏或溃曲破坏的程度。它实际上是一种被陡倾且与坡面近于垂直的纵向不连续面切割成的板状或板片状块体,沿软弱层带和下部中缓倾硬性结构面的蠕滑-

剪切型破坏。以上述工程地质分析结果为基础,采用有限元法建立该岩质边坡三维模型,通过数值模拟对工程地质分析成果进行论证,最后对其破坏机制进行分析。研究对于西南山区含有不连续弱面的顺层岩质边坡的累积变形破坏防治工作具有工程指导意义。

1 研究区工程地质条件

1.1 地形地貌

坝址两岸为高山峡谷地貌,雅砻江总体由北向南流,地形为典型的“V”字型峡谷谷坡地形,谷坡陡、高度大。坝址右岸为高差较大的岩质高边坡,河床地面高程 1 909 m,坝顶高程 1 992 m。右岸高程 1 934 m 以下至河面有堆积物形成的 37° 左右较缓边坡,1 934 ~ 2 165 m 坡度 50° 左右,高程 2 165 m 以上坡度变缓约为 30° 左右。

1.2 地层岩性

坝址区工程边坡多为基岩裸露,右岸边坡基岩主要出露地层为三叠系上统杂谷脑组地层(T_3Z^2),可细分为数个小层。边坡高程 2 420 m 以上主要为杂谷脑组第二段第一层(T_3Z^{2-1}):变质砂岩、大理岩夹砂质板岩及少量含炭质板岩,灰-深灰色,中厚层-夹薄层状;高程 2 130 ~ 2 420 m 主要为杂谷脑组第二段第二层 1 层(T_3Z^{2-2-1}):砂质板岩、变质砂岩夹少量含炭质板岩及大理岩,灰-深灰色,薄-中层状。边坡 2 130 m 以下主要为第二段第二层 3 层(T_3Z^{2-2-3}):砂质板岩、变质砂岩夹少量含炭质板岩及大理岩,灰-深灰色,薄-中层状(图 1)。

1.3 地质构造

根据现场勘探结果,坝址区位于单斜地层区,岩层产状 $NE43^\circ \sim 75^\circ \angle 60^\circ \sim 85^\circ$,坝址地质构造主要包括各种断层、裂隙、层间及层内的错动等。受杂谷脑组地层岩性影响,较多的炭质板岩因岩性较软弱,在褶皱过程中形成较多贯穿性的层间错动带,使坝址发育较多的构造行迹。右岸主要发育有 J75, f29, f27 等层间错动带,其中 J75 带内为碎块岩、碎裂岩、片状岩,延伸较大,为坝址区边坡稳定性的控制性边界,距离边坡表部 70 m 左右,产状 $N25^\circ \sim 30^\circ W/NE \angle 60^\circ \sim 75^\circ$,其余错动带分布随机。右岸主要发育有 $N300^\circ \sim 335^\circ W$ 、 $N40^\circ \sim 55^\circ E$ 、 $S130^\circ \sim 154^\circ E$ 、 $N45^\circ \sim 59^\circ E$ 四组断层,断层倾角均 40° 以上。右岸边坡受多条结构面切割已发生破坏,坡表呈条块下滑状,在横向上(水平方向)呈台阶状,在垂直河流方向,呈板条状,各条块高度约

为 100 m 左右(图 2)。

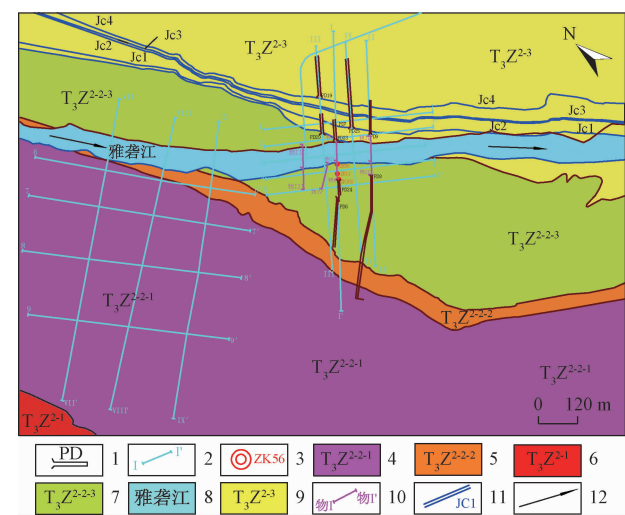


图 1 研究区工程地质平面图

Fig.1 Engineering geology plan of the study area

1—平硐编号;2—地质剖面及编号;3—钻孔编号;4—砂质板岩、变质砂岩夹少量含炭质板岩及大理岩;5—灰黑色砂质板岩夹含炭质板岩;6—变质砂岩、大理岩、砂质板岩夹少量含炭质板岩;7—砂质板岩、变质砂岩夹少量含炭质板岩及大理岩;8—雅砻江;9—变质砂岩、砂质板岩夹少量含炭质板岩及大理岩;10—震探剖面线及编号;11—厚度大于 1 m 的含炭质板岩夹层;12—河流流向

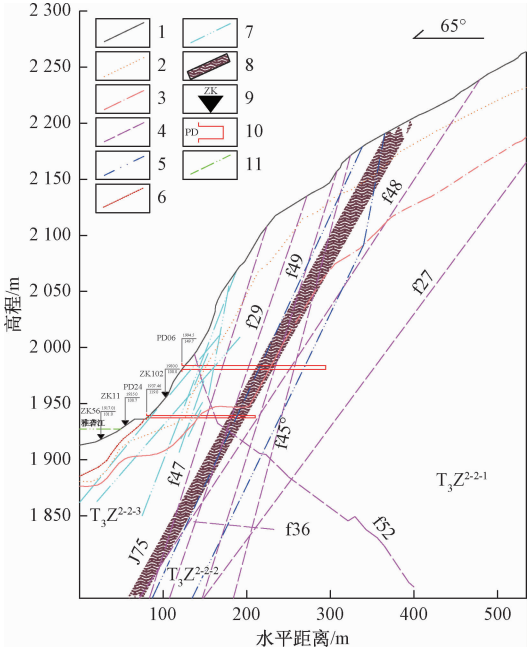


图 2 研究区工程地质剖面简图(I 勘线)

Fig.2 Sketch map of engineering geological section in the study area (I prospecting line)

1—地形线;2—强风化界限;3—弱风化界限;4—断层;5—地层界限;6—覆盖层界限;7—中缓倾硬性结构面;8—J75 炭质板岩软弱带;9—钻孔;10—平硐;11—水位线

表 1 I 勘线主要断层特征简表

Table 1 Simple list of the main faults feature profile in I prospecting line

编号	产状	宽度/m	规模/m	简述
f27	N30°W/NE 50°~60°	0.4~0.8	168	带内为碎块岩。
f29	N25°~35°W/NE 56°~70°	0.2~1.0	143	带内为碎块岩、碎粉岩,少量断层泥。
J75	N25°W/NE 75°	0.4~0.8	500	带内为碎块岩、碎裂岩,片状岩,延伸较大,为坝址区边坡稳定控制性边界。
f36	N28°E/NW 45°	0.5	93	带内为碎粉岩、碎裂岩、石英碎脉。
f47	N50°~60°W/NE 70°~75°	0.1~0.3	121	带内为碎粉岩、碎裂岩及黑色断层泥,上盘见擦痕。
f48	N20°~25°W/NE 50°~65°	0.08~0.2	125	带内为碎粉岩、碎裂岩、片状岩,局部渗水。
f49	N50°W/NE 70°~75°	0.08~0.4	50	带内为碎裂岩、碎粉岩及少量断层泥,局部渗水。
f52	N35°~55°E/SE 80°~90°	0.03~0.3	93	带内为角砾岩、碎粉岩及少量泥膜,下盘岩体较破碎。

2 右岸边坡变形破坏模式

2.1 鼓胀变形现象

在勘探平硐多处地段发现了较为典型的岩层鼓胀变形现象,具体表现为:所形成的鼓胀裂缝均顺层产出,上部为挤压紧密的层间错动带,向下突然有明显的拉开架空现象,宽度从数厘米到数十厘米,而且具有上窄下宽的“倒楔”特征,与一般卸荷产生的上宽下窄的“正楔”型拉裂架空有明显的区别(图 3)。同时鼓胀变形的岩层有轻微的弯曲外凸特征,且鼓胀裂缝上、下盘面凹、凸部位往往不对应,会出现上下盘面之间相互的错位,形成局部膨大和局部紧缩的现象,说明沿着该

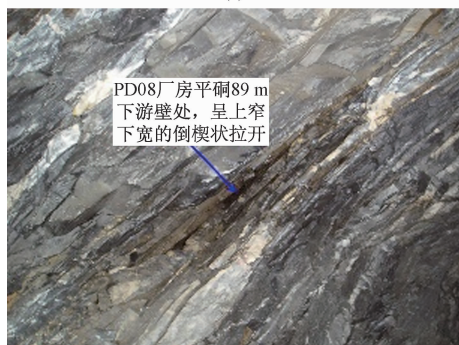
带产生过相对滑动(图 4(a)),部分鼓胀裂缝上盘面的岩体有非常明显的压碎特征(图 4(b))。以上现象总体上表现出一种鼓胀特征,具有鼓状特征的裂缝认定为是顺层边坡变形的产物,同时也成为了深部变形最直接的证据。

2.2 弯曲变形现象

在平硐中,可观察到岩层弯曲、开裂的现象(图 5)。表明边坡层状岩体存在一定的弯曲变形,发生过沿层间的滑动或蠕滑变形。在平硐更深处也发现了岩层弯曲变形、开启充填泥质次生物的现象(图 6),边坡层状岩体沿软弱面滑动弯曲,出现一定的架空空间,水流携带泥质物质充填,同时也证明此处与上部地面有



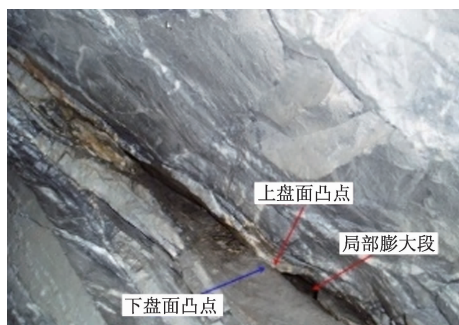
(a)



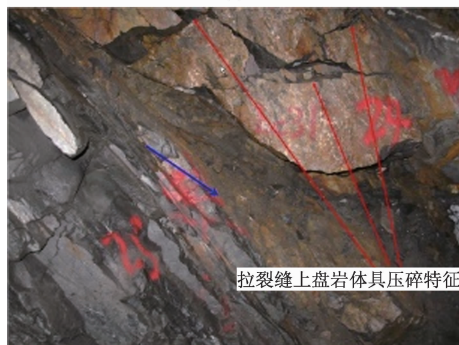
(b)

图3 倒楔形裂缝

Fig.3 Inverted wedge crack



(a)



(b)

图4 拉裂带上盘岩体的压碎特征

Fig.4 The crushing characteristics of the rock mass on the upper part of the tensile zone

一定的联通。

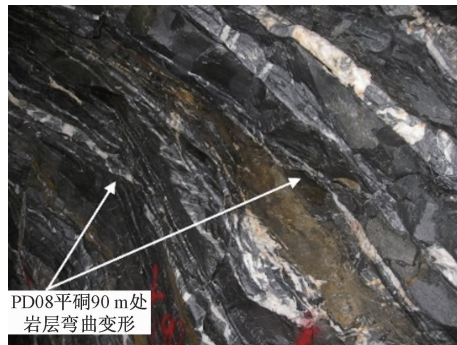


图5 岩层弯曲变形图

Fig.5 Rock layer bending deformation



图6 岩层弯曲开启充填泥质

Fig.6 Rock formation bending to fill the mud

2.3 边坡变形破坏模式分析

右岸边坡岩层厚度大且刚度大,坡面表现为参差不齐的横向台阶状地形,是边坡破坏后造成的。虽然平洞内揭示了边坡岩层发生弯曲开启滑移变形,但坡面仅表现出轻度弯曲变形现象,破坏块体的边界岩体也未出现岩层强烈弯曲变形现象,所以破坏并未达到弯曲或溃曲破坏的程度。由现场勘察成果可知,已发生破坏的条块状岩体是以上部软弱层面、下部中缓倾硬性结构面为边界发生破坏,如图7所示为条块状岩体破坏后残留的滑面。台阶状地形反映了部分硬性结构面的底滑面作用,同时也说明软弱层带是右岸边坡稳定性的控制性因素。已经解体的块体绝大部分被陡倾且与坡面近于垂直的纵向不连续面切割开来,形成板状或板片状块体,表明与坡面近垂直的不连续面同样也是右岸边坡变形的控制性边界(图8)。

由上述分析可知,边坡的破坏是纵向不连续面切割的条形块体,沿后部岩层顺层软弱层带滑移轻度弯曲开启或鼓胀,块体应力在下部集中引起塑性变形(剪切变形),随着前部岩体的塑性破坏,块体从下部中缓倾硬性结构面剪出。

综上所述,边坡变形破坏大致有以下三个阶段:

(1)中厚层状岩体沿软弱层带滑移,轻度弯曲、开启或鼓胀,滑移面强度降低;

(2)在重力作用下,纵向不连续面切割的条状块体前部应力增大,产生塑性变形;

(3)前部岩桥在地震、暴雨、山体自重等外营力作用下被剪断,沿中缓倾硬性结构面剪出,块体破坏。

通过以上分析可以得出,斜坡的变形需要经过漫长的地质历史时期,从开始发生、发展到最终破坏需要经过较长时间的能量和变形的累积,然后在外界条件下,边坡发生失稳破坏。已破坏块体在成因类型上基本都是蠕滑-剪切所致,图9为右岸边坡某地段可实例证明此破坏模式的现象,该模式也是未来坝肩边坡变形破坏的主要方式。



图7 顺层蠕滑前部剪出破坏

Fig.7 Straight layer creeping front cut out damage

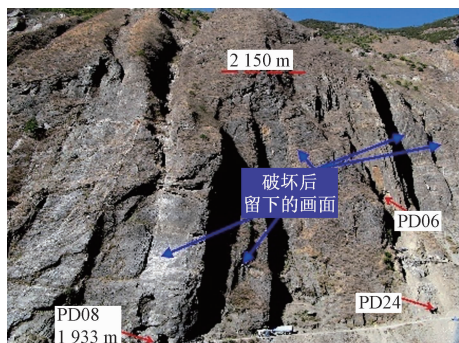


图8 已破坏块体及存留滑面

Fig.8 Destroyed block and remaining slip surface

3 右岸边坡变形机制

由上述定性分析,利用FLAC^{3D}有限元软件进行数值计算,并对现场地质勘察结果进行验证。最后,分析探讨边坡的变形破坏机制。

3.1 三维模型建立

本文通过高精度三维激光扫描仪对右岸边坡进行



图9 右岸斜坡蠕滑-剪切破坏模式

Fig.9 Right bank slope creep-shearfailure mode

地形扫描,获得三维数字地形模型(图10)。处理后获得右岸边坡的高程数据(DEM),再应用ArcGIS软件将DEM生成带有高程数据的三维地形等高线,导入Rhino三维建模软件中生成网格,最后将生成的网格导入FLAC^{3D}生成边坡三维模型。本模型的尺寸选择为:长(顺河流方向)400 m,宽(垂直河流方向)500 m,高为600 m。模型前缘高程取雅砻江江面为1 909 m,后缘取高程2 260 m。模型选取的坐标系为:X轴指向沿雅砻江下游,Y轴垂直指向边坡坡内,Z轴竖直向上。

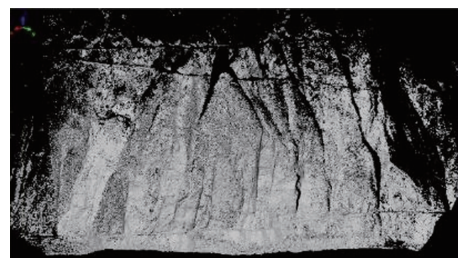


图10 右岸斜坡三维数字地形模型

Fig.10 Three-dimensional digital terrain model of right bank slope

由于岩体结构的复杂性,要十分准确的反映岩体结构特征并使之模型化是不可能的,也没有必要使问题复杂化^[20]。根据现场地质勘察成果,本模型重点模拟了J75炭质板岩软弱层带、陡倾结构面等控制性结构面以及地层界限、地形地貌,其中J75炭质板岩软弱层带采用薄层实体单元模拟,按照连续介质处理,同时用无厚度的接触单元模拟纵向不连续面,模型网格单元由四面体和六面体单元组合而成,图11为边坡计算模型及位移监测点位置。

3.2 岩体及结构面力学参数

模型参数的选择主要根据室内试验和模型的实际情况进行确定。室内试验仪器采用MTS(Rock

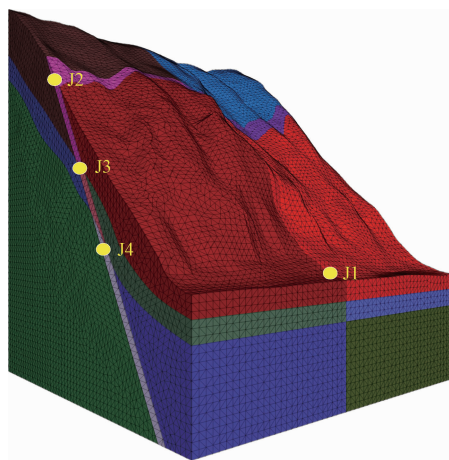


图 11 右岸斜坡有限差分计算模型及位移监测点

Fig. 11 Finite difference calculation model and displacement monitoring point of right bank slope

Mechanics Test System) 岩石伺服试验机,经试验得出的岩体及结构面的力学参数如表 2 和 3 所示,因篇幅有限,具体试验过程在此不在赘述。

表 2 岩体力学参数

Table 2 Mechanical parameters for rock masses

序号	岩土体名称	弹性模量 E / GPa	泊松比 ν	重度 γ /($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	黏聚力 c / MPa	内摩擦角 φ /($^\circ$)
1	砂质板岩弱风化层	3.0	0.35	27	0.9	45.56
2	砂质板岩弱风化层	3.1	0.36	27	0.8	46.29
3	砂质板岩强风化层	2.0	0.28	27	0.6	34.98
4	砂质板岩新鲜岩体	21.0	0.30	27	2.0	53.35

表 3 结构面力学参数

Table 3 Mechanical parameters for structural planes

序号	结构面	弹性模量 E /GPa	泊松比 ν	重度 γ /($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	黏聚力 c /MPa	内摩擦角 φ /($^\circ$)
1	纵向不连续面	3.000	0.35	27	0.10	24.20
2	炭质板岩软弱层带	0.375	0.26	27	0.02	16.69
3	深部裂隙	1.250	0.28	27	0.10	24.23

3.3 计算结果分析与对比

计算时模型为弹塑性模型,模型底部以及四周边界采用固定约束边界,上部为自由场边界,假设地应力场为其自重应力场,屈服条件选择 Mohr-Coulomb 准则。

图 12 所示为边坡 I 勘线剖面塑性区云图,从图中可以看出,软弱层带在河床以上各段存在明显的塑性破坏区,且同时在边坡下部 1 940 m 高程处也形成塑性破坏区,最终与软弱层带塑性区贯通,揭示边坡可能会沿着右岸有一定厚度的软弱层带发生破坏,且前部

塑性破坏区条带呈现倾向河谷的带状特征,与前述工程地质分析的前部中缓倾剪切破裂面对应。

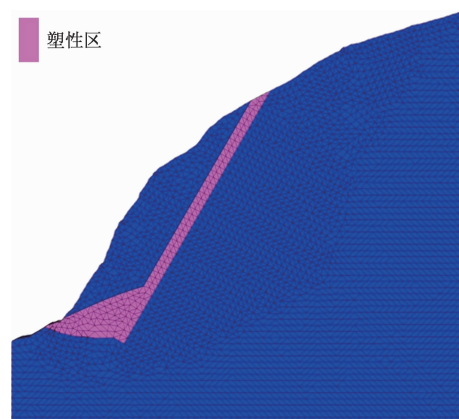


图 12 塑性破坏区云图

Fig. 12 Plastic damage zone cloud map

图 13 为边坡 I 勘线剖面位移变化云图。由图 13(a) ~ (f) 可知,以软弱层带为边界,岩体顺层滑移,软弱层带以外的边坡岩体发生倾坡外的较大位移,而软弱层带以内的岩体位移量则较小,且最大位移量出现在高程 1 940 m 处,说明软弱层带在边坡的变形破坏中有明显的边界特征。岩体顺软弱层带滑移,至边坡前部变形矢量向河谷偏转,呈倾斜状,预示了边坡的破坏方式:顺层蠕滑→前部剪出,同时也说明软弱层带对边坡岩体的稳定性起着控制性作用。由上述分析可知数值计算结果与工程地质分析结果是一致的。

由图 13 可知,边坡内部软弱带顶部处首先产生位移(图 13(a)),顶部的位移集中区不断扩大,并沿软弱层带向下扩展(图 13(b)),在坡体中部高程约 2 210 ~ 2 220 m 处,有较长时间停留(图 13(c) ~ (d)),说明在此处出现了应力集中区,此时位移约为 13.25 m。随着位移不断向下扩展,在前缘高程 1 930 ~ 1 940 m 之间岩体位移逐渐增大,位移变化较为剧烈,最终边坡前缘出现位移极值,表明此处可能最先出现岩体破坏(图 13(e) ~ (f))。

为更清楚的显示边坡变形破坏过程中位移的变化规律,在坡表前缘 1 940 m 高程处设置了位移监测点 J1,同时在边坡内部沿软弱层带不同高程处(2 200 m、2 140 m、2 080 m)设置了 J2 ~ J4 三处监测点,监测点位置如图 11 所示。

在计算过程中设置了历史变量监测,监测点位移变化规律如图 14 所示,边坡后缘 J2 监测点位置首先产生位移变化,J1、J3、J4 位移为零,随着计算时步的增加,其余监测点开始依次发生位移变化,其中 J2、J3、J4

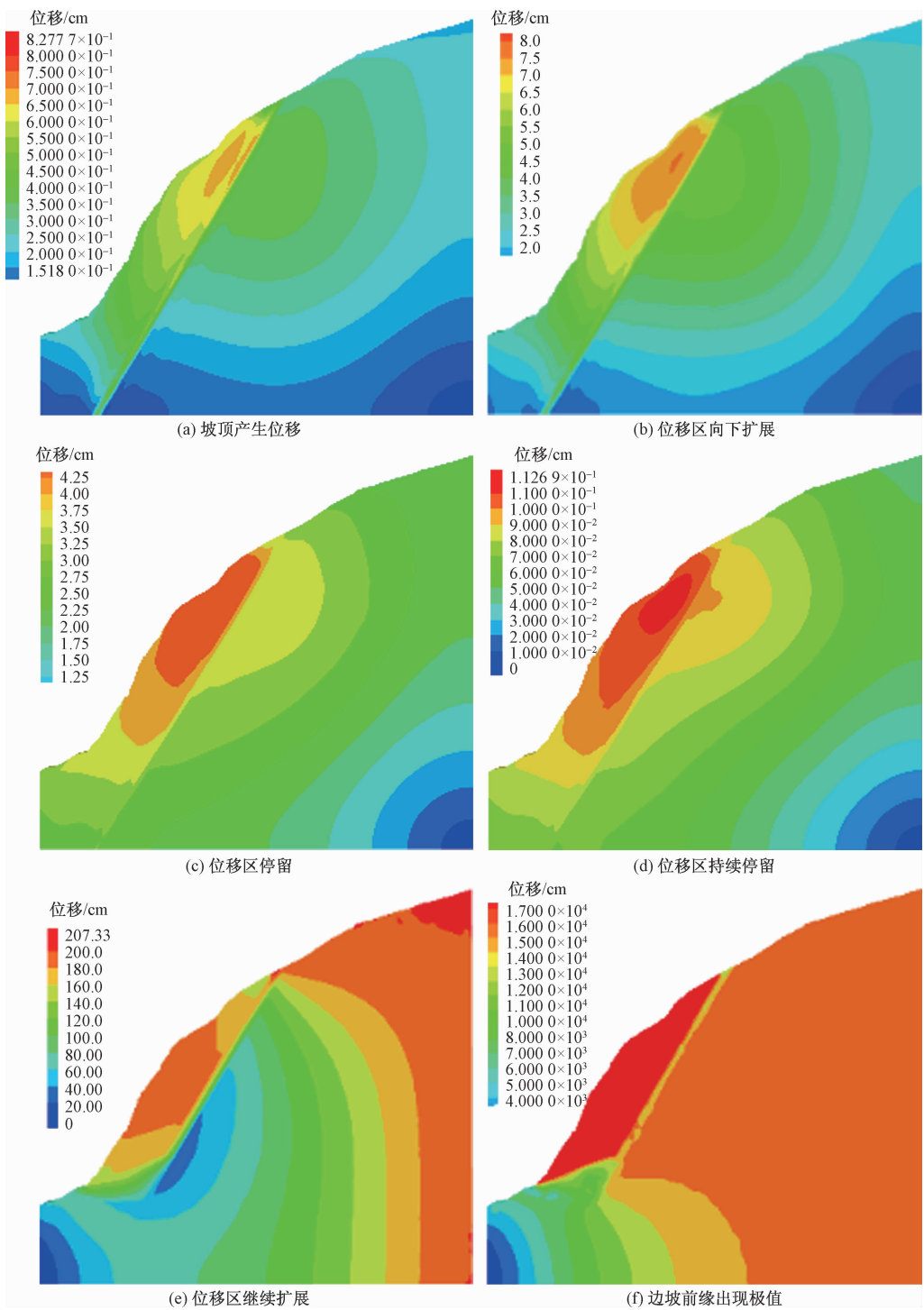


图 13 位移变化云图

Fig. 13 Displacement changecloud map

位移变化规律相同,最终位移变化趋向于平缓。J1 监测点开始并没有出现位移变化,随着位移集中区不断向下扩展,后期位移开始出现明显变化,且上升幅度较快,其位移变化曲线与 J4、J3、J1 曲线先后相交,后继续上升并在某一时刻发生突变后曲线趋于平缓,表明此时边坡前缘剪切面和软弱层带处滑移面贯通,产

生最大位移量为 24.15 m,表明边坡此时已经发生破坏。

数值计算表明,随着时间的推移,一方面,右岸岩质边坡岩体弯曲变形并形成沿软弱层带滑动的剪切面;另一方面,前缘剪切带逐渐形成并与之贯通,最终导致坡体破坏失稳。

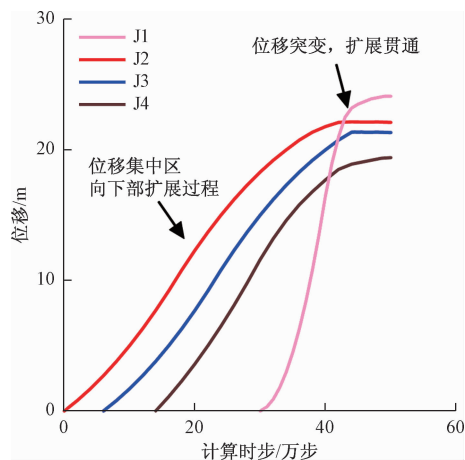


图 14 监测点位移变化曲线

Fig. 14 Monitoring point displacement curve

如图 15 所示为边坡 I 勘线剖面最大剪应变增量变化云图,可以反映出斜坡未来可能发生的破坏模式和潜在的滑移面位置。由图 15 可知,破坏首先发生在斜坡后缘处(图 15(a)),随着计算时步的叠加,斜坡剪切应变增量逐渐增大并不断向下扩展延伸,表明斜坡岩体沿着软弱层带处发生弯曲变形,在此处形成了明显的剪切带,同样证明了软弱层带对斜坡岩体的控制性作用。与此同时,在斜坡前缘约 1 935 ~ 1 945 m 之间靠近软弱层带处出现了一条倾向河谷近水平状的最大剪应变增量带,且此应力集中区发展较为迅速,不断向内扩展增大,最终与软弱层带处剪切应变增量贯通,说明斜坡发生失稳破坏。

由数值模拟结果真实再现了边坡破坏发展的全过程,边坡从其后缘开始发生破坏,逐步向下发展,与前缘处剪切面贯通形成滑移面,同时从破坏的时间变化上来看,前期变形破坏发展较为缓慢,后期破坏快速发展至滑移面贯通,这一变化过程也符合滑坡发生时的破坏特点。

3.4 右岸边坡变形破坏机制与演化过程分析

结合工程地质分析结果与数值模拟计算,得出右岸岩质边坡变形破坏机制(图 16):右岸顺层岩质边坡的破坏是一个渐进性累积破坏过程,边坡是由变质砂岩、大理岩、炭质板岩共同构成的含有层间弱带的岩质边坡。地质历史时期,在岩体重力、残余构造应力作用下,外部岩体沿弱面轻度弯曲变形,层间发生剪切蠕变,导致层间强度降低(图 16(a))。随着层间蠕变剪切向下扩展,外部厚层板状岩层进一步弯曲,在挠曲最大的部位形成开启的空间,坡体下部承受上部较大的条块状岩体重力,应力增大,导致下部岩体发生倾向河

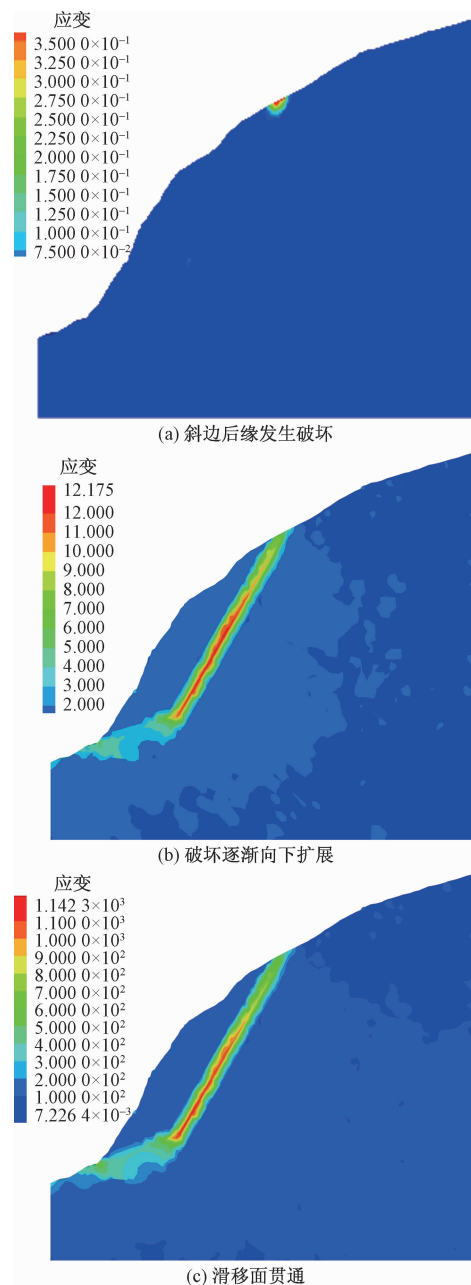


图 15 剪应变增量云图

Fig. 15 Shear strain incremental cloud

谷方向的剪切变形(图 16(b))。

随着时间推移和上部岩体沿层间弱面的蠕变,抗剪强度继续降低,坡体下部剪切变形增大,破裂面进一步扩展。由于弱面开启,水流进入,当降雨或者遇强烈地震时,孔隙水压力或地震力增加,超过岩桥强度,岩桥被剪断,滑移面贯通(图 16(c)),导致块体沿坡体前部中缓倾结构面滑出。对于边坡整体来讲,在边坡前缘位置处,剪切变形最大,外营力作用也更加强烈,因此破坏首先由前缘开始发生破坏,继而沿软弱层带向后缘发展,最终导致边坡整体失稳(图 16(d))。

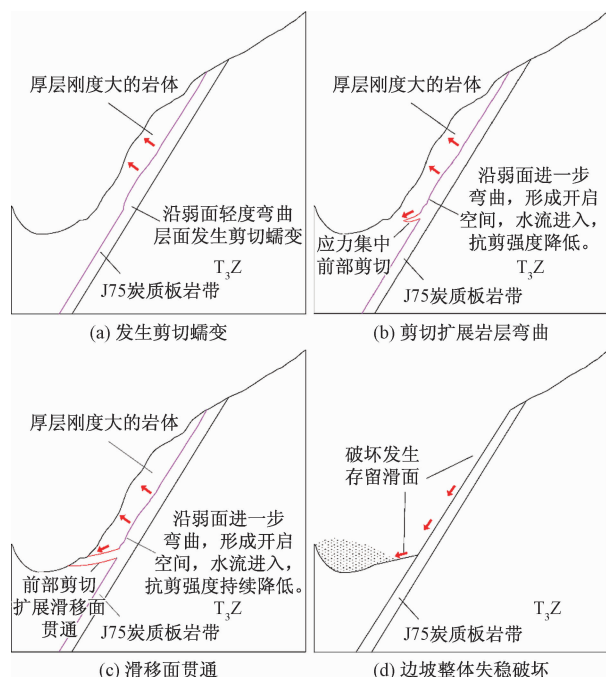


图16 右岸边坡变形破坏演化示意图

Fig. 16 Schematic diagram of deformation and failure evolution of the right bank slope

4 结论

通过对右岸边坡的工程地质分析与数值模拟相结合的方法,来研究右岸岩质边坡的变形破坏特征及对机制进行分析,得出以下结论:

(1)根据对平硐内现场调查发现,不同深度范围内均出现了岩层鼓胀变形以及岩层的弯曲变形和开裂现象,不仅证明了边坡发生过深部变形,也说明边坡岩体发生过沿层间的滑动或蠕滑变形。同时因岩层滑移弯曲变形导致出现的架空空间内充满了水流携泥充填物,也证明此处与上部坡表处有一定联通。

(2)虽然平硐内揭示出了上述现象,但坡表仅出现轻度的弯曲变形现象,斜坡整体未到达弯曲或溃曲破坏的程度。根据对现场勘察以及平硐内出现的现象,综合得出右岸岩质斜坡所发育的变形破坏实质是一种顺层蠕滑-剪切型破坏,该破坏模式是坝肩边坡未来主要的变形破坏模式。

(3)J75 软弱层带对右岸边坡的变形破坏起控制性作用,预测分析认为:右岸岩质边坡的破坏是一个渐进发展的过程,首先由岩层的层间错动现象发展成层间蠕滑,并不断向下部迁移扩展,在坡脚处形成应力集中,同时由于岩层弯曲导致开启空间中有水流进入,使滑移面强度参数不断降低,在外营力及自身重力作用

下滑移面贯通,在坡脚处首先发生破坏,沿坡脚硬性结构面滑移剪出,最终整体失稳。根据本文所得成果,右岸斜坡防治治理措施建议对 J75 软弱层带进行灌浆处理,以及锚索支护和合理开挖放坡角度等措施。

参考文献:

- [1] 黄润秋. 岩石高边坡发育的动力过程及其稳定性控制[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(8): 1525 - 1544. [HUANG R Q. Geodynamical process and stability control of high rock slope development [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, 27(8): 1525 - 1544. (in Chinese)]
- [2] 郑颖人, 赵尚毅, 宋雅坤. 有限元强度折减法研究进展[J]. 后勤工程学院学报, 2005, 21(3): 1 - 6. [ZHENG Y R, ZHAO S Y, SONG Y K. Advance of study on the strength reduction finite element method [J]. Journal of Logistical Engineering University, 2005, 21(3): 1 - 6. (in Chinese)]
- [3] WEI Y F, XIA M, YE F, et al. Effect of drag force on stability of residual soil slopes under surface runoff [J]. Geomatics, Natural Hazards and Risk, 2018, 9(1): 488 - 500.
- [4] FARAMARZI L, ZARE M, AZHARI A, et al. Assessment of rock slope stability at Cham-Shir Dam Power Plant pit using the limit equilibrium method and numerical modeling [J]. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 2017, 76(2): 783 - 794.
- [5] 张敏, 史新鹏, 杨根兰. 某水电站进水口边坡变形特征及稳定性评价[J]. 防灾减灾工程学报, 2006, 26(2): 185 - 193. [ZHANG M, SHI X P, YANG G L. Characteristics and mechanism of slope deformation at intake of one hydropower station [J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2006, 26(2): 185 - 193. (in Chinese)]
- [6] 张倬元, 王士天, 王兰生. 工程地质分析原理[M]. 北京: 地质出版社, 1994: 321 - 338. [ZHANG Z Y, WANG S T, WANG L S. Principles of engineering geology [M]. Beijing: Geological Publishing House, 1994: 321 - 338. (in Chinese)]
- [7] 黄润秋. 中国西南岩石高边坡的主要特征及其演化[J]. 地球科学进展, 2005, 20(3): 292 - 297. [HUANG R Q. Main characteristics of high rock slopes in southwestern China and their dynamic evolution [J]. Advance in Earth Sciences, 2005, 20(3): 292 - 297. (in Chinese)]

- [8] 唐晓松,郑颖人,唐辉明. 边坡变形破坏演化特征的数值分析[J]. 重庆大学学报, 2013, 36(10): 101 – 113. [TANG X S, ZHENG Y R, TANG H M. Numerical analysis on the evolutionary features of deformation and failure modes of slopes[J]. Journal of Chongqing University, 2013, 36(10): 101 – 113. (in Chinese)]
- [9] 陈国庆,黄润秋,石豫川,等. 基于动态和整体强度折减法的边坡稳定性分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, 33(2): 243 – 256. [CHEN G Q, HUANG R Q, SHI Y C, et al. Stability analysis of slope based on dynamic and whole strength reduction methods[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, 33(2): 243 – 256. (in Chinese)]
- [10] 陈国庆,黄润秋,周辉,等. 边坡渐进破坏的动态强度折减法研究[J]. 岩土力学, 2013, 34(4): 1140 – 1146. [CHEN G Q, HUANG R Q, ZHOU H, et al. Research on progressive failure for slope using dynamic strength reduction method[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, 34(4): 1140 – 1146. (in Chinese)]
- [11] 唐芬,郑颖人. 边坡渐进破坏双折减系数法的机理分析[J]. 地下空间与工程学报, 2008, 4(3): 436 – 441. [TANG F, ZHENG Y R. Mechanism analysis on dual reduction factors about the progressive failure of slope[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2008, 4(3): 436 – 441. (in Chinese)]
- [12] 李小春,袁维,白冰,等. 基于局部强度折减法的边坡多滑面分析方法及应用研究[J]. 岩土力学, 2014, 35(3): 847 – 854. [LI X C, YUAN W, BAI B, et al. Analytic approach of slope multi-slip surfaces based on local strength reduction method and its application[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, 35(3): 847 – 854. (in Chinese)]
- [13] 夏敏,任光明,郭亚莎,等. 地震诱发滑坡复活机制的FLAC^{3D}数值模拟分析[J]. 工程地质学报, 2010, 18(3): 305 – 311. [XIA M, REN G M, GUO Y S, et al. FLAC^{3D} numerical simulation of recurrence mechanism of landslide under earthquake loading[J]. Journal of Engineering Geology, 2010, 18(3): 305 – 311. (in Chinese)]
- [14] BHASIN R, KAYNIA A, BLIKRA L, et al. Insights into the deformation mechanisms of a jointed rock slope subjected to dynamic loading[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2004, 41: 587 – 592.
- [15] 邓茂林,许强,郑光,等. 基于离心模型试验的武隆鸡尾山滑坡形成机制研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, 35(增刊1): 3024 – 3035. [DENG M L, XU Q, ZHENG G, et al. Study on the formation mechanism of Jiweishan landslide in Wulong, Chongqing, China-based on centrifugal model test[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, 35(Sup1): 3024 – 3035. (in Chinese)]
- [16] TSESARSKY M, HATZOR Y H, SITAR N. Dynamic displacement of a block on an inclined plane: analytical, experimental and DDA results[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2005, 38(2): 153 – 167.
- [17] 郑颖人,赵尚毅,邓卫东. 岩质边坡破坏机制有限元数值模拟分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, 22(12): 1943 – 1952. [ZHENG Y R, ZHAO S Y, DENG W D. Numerical simulation on failure mechanism of rock slope by strength reduction fem[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2003, 22(12): 1943 – 1952. (in Chinese)]
- [18] 杨光华,钟志辉,张玉成,等. 用局部强度折减法进行边坡稳定性分析[J]. 岩土力学, 2010, 31(增刊2): 53 – 58. [YANG G H, ZHONG Z H, ZHANG Y C, et al. Slope stability analysis by local strength reduction method[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 31(Sup2): 53 – 58. (in Chinese)]
- [19] 李宁,郭双枫,姚显春. 再论岩质高边坡稳定性分析方法[J]. 岩土力学, 2018, 39(2): 397 – 406. [LI N, GUO S F, YAO X C. Further study of stability analysis methods of high rock slopes[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, 39(2): 397 – 406. (in Chinese)]
- [20] 郑颖人,赵尚毅. 有限元强度折减法在土坡与岩坡中的应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(19): 3381 – 3388. [ZHENG Y R, ZHAO S Y. Application of strength reduction fem in soil and rock slope[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 23(19): 3381 – 3388. (in Chinese)]