

# 顺层岩质变形体变形机制及治理对策研究

张军新<sup>1</sup>, 裴向军<sup>1</sup>, 黄润秋<sup>1</sup>, 周灵<sup>2</sup>, 陈春林<sup>2</sup>

(1. 成都理工大学 环境与土木工程学院, 成都 610059; 2. 中国建筑西南勘察设计研究院有限公司, 成都 610081)

**摘 要:**通过对某水电高边坡右岸变形体的岩体组合、顺层边坡特点、岩体特性以及变形迹象分析,以岩体结构调查为基础,建立了地质模型,在此基础上通过 FLAC3D 数值模拟,对其变形破坏机制进行了深入探讨。结果表明,边坡主要是沿层面以蠕滑-拉裂变形为主,变形体边界受层间软弱夹层及岩体结构面控制,坡体中上部块体沿层间软弱夹层产生滑动,受下部岩体约束,在锁固段局部弯曲变形,同时上部岩体产生拉裂变形,在此基础上形成累进破坏;受上部岩体推力作用,边坡碎裂岩体中逐渐产生剪切滑动面,并与弯曲部位岩体中滑移切出面贯通,可能形成最终破坏。基于变形体的破坏模式,对变形体的稳定性进行分析,提出了对变形体锁固段采用锚索强加固的措施。

**关键词:**变形体;地质模型;数值模拟;顺层;蠕滑-拉裂

中图分类号:P642.2      文献标识码:A      文章编号:1005-3409(2011)03-0177-05

## Study of Deformation Mechanism and Treatment Measures of Bedding Rock Deformation Body

ZHANG Jun-xin<sup>1</sup>, PEI Xiang-jun<sup>1</sup>, HUANG Run-qiu<sup>1</sup>, ZHOU Ling<sup>2</sup>, CHEN Chun-lin<sup>2</sup>

(1. The Environment & Civil Engineering College of Chengdu Industry Technology University, Chengdu 610059, China;  
2. China Southwest Geotechnical Investigation and Architecture Design Institute, Chengdu 610081, China)

**Abstract:** By the rock mass combination, bedding slope characteristic and rock mass structure of a hydropower plant right bank slope, based on analyzing the deformation indication and the rock mass structure survey, the geological model was established. The deformation failure mechanism was discussed thoroughly by the FLAC3D numerical simulation. The results indicated that the slope deformation mainly is characterized as creeping-ripping along the bedding surface, the deformation body boundary is controlled by soft rock strata and rock mass structure, middle and upper part of slope slid along weak intercalated layer, the lock-down appeared bending and deformation because lower rock mass is restricted, at the same time, upper rock mass appeared fracturing deformation and based on the process of progressive destruction; By the upper rock mass thrust, in the rigid rotation rock mass form shear sliding surface gradually and run through with the slip-cut across bending parts, and then may form the final destruction. Based on the failure model, the stability of deformation body was analyzed, and then the measures that adopt to anchor to reinforce the locking segment was proposed.

**Key words:** deformation rock mass; geomchanical model; numerical simulation; bedding rock slope; creeping-sliding and fracturing

斜坡失稳机理的研究是评价自然斜坡、人工开挖边坡及已发生过的滑坡稳定性的重要依据。目前对层状顺坡向、坡脚无临空条件的顺层斜坡的失稳机理、稳定性评价和预测已有较深入的研究,但多以定性描述为主<sup>[1-2]</sup>。本文在分析变形体的特征基础上,结合定性描述,建立相关地质模型,以数值模拟分析顺层岩质斜坡下变形体形成机制。由于变形体处于水电站边坡坝肩上,一旦该滑坡在电站施工、运行过程中失稳,

将造成不堪设想的后果<sup>[5-6]</sup>。因此,有必要对滑坡的成因机制进行深入分析,并对其稳定性进行评价。

### 1 工程地质条件

研究区地处高山峡谷区,两岸山体雄厚,基岩大多裸露,临河坡高大于 300 m。边坡上游基岩大多裸露,高程 3 345~3 385 m 为顺基岩层面形成的顺向坡,坡度 40°左右,以下为 60°~70°的基岩陡崖。边坡

出露地层为拉纳山组下段( $T_3l^1$ ) 灰色、灰黑色中厚—厚层状变质粉、细砂岩夹板岩。岩层产状  $N35^{\circ}W/NE\angle37^{\circ}$  为顺层边坡。边坡砂板岩层数不一,岩层厚度也不相同,变质砂岩单层厚度一般为 0.5~0.8 m,部分 1.5~2.0 m 和 0.2~0.4 m,板岩单层厚度一般为 5~15 cm,部分 1~5 cm 和 25~45 cm(图 1)。

研究区构造相对复杂,边坡所处位于向斜构造,向斜核部大致沿硕曲河偏右侧,为一短轴向斜。坡体内  $N15^{\circ}\sim40^{\circ}W/NE\angle30^{\circ}\sim65^{\circ}$  的层间软弱带发育,基本沿层面发育,软弱带主要为软弱面沿砂岩与泥炭质板岩的交界面发育,强风化岩体呈黄褐色、潮湿、局部夹泥、三壁贯通,软弱带厚度 5~20 cm。

受构造作用影响,岩体中挤压带(面)及节理发育,边坡主要发育四组节理裂隙,① $N22^{\circ}\sim48^{\circ}W/NE\angle36^{\circ}\sim67^{\circ}$ ,② $N13^{\circ}\sim41^{\circ}E/NW\angle58^{\circ}\sim77^{\circ}$ ③近  $EW/S\angle59^{\circ}\sim83^{\circ}$ ④ $N43^{\circ}\sim63^{\circ}W/SW\angle56^{\circ}\sim73^{\circ}$ ,裂隙间距一般在 0.3~0.6 m,个别延伸较长,表面起伏不平,在风化、卸荷带内多有一定程度张开和次生夹泥充填。①为层面裂隙,发育密集,为边坡失稳的底滑边界。由结构面组合形成的块体失稳主要是由②结构面做后缘边界,③④结构面做侧滑边界发生失稳。

研究区地下水只要为第四系松散堆积层孔隙潜水和基岩裂隙水孔隙潜水赋存于松散堆积层中,基岩裂隙水主要分布于坡体基岩裂隙中,受大气降水影响。



图 2 变形体边坡结构面特征

受区内向斜影响及构造应力影响,边坡 NW 向结构面极为发育,主要表现为与坡面近于平行的挤压带(面),同时有近于垂直坡面的节理或节理密集带;层间错动发育并充填 10~30 cm 的层间软弱夹层,主要成分为破碎岩块夹黄褐色泥充填,局部有煤线和夹泥,呈糜棱化。通过对坡表调查,边坡近垂直于层面的中陡倾裂隙在坡体中下部较为破碎,局部弯曲,呈碎裂结构;顺层的软弱夹层工程性状差。通过对边坡节理裂隙的统计分析,边坡主要发育四组结构面,见表 1。裂隙以 NW 及近 EW、NE 向裂隙最为发育,因软弱夹层与层面基本一致,在 NW 向最为发育;近 EW、NE 大致相当。

表 1 优势结构面及坡面产状

结构面 编号	坡面 编号	优势结构面及 坡面产状	备注
①		$N35^{\circ}W/NE\angle37^{\circ}$	层面
②		$N30^{\circ}W/NE\angle41^{\circ}$	软弱带
③		近 $EW/S\angle63^{\circ}$	倾坡内节理
④		$N53^{\circ}W/SW\angle67^{\circ}$	倾坡内节理
⑤		$N28^{\circ}W/NE\angle37^{\circ}$	坡面

由此可见,层面与坡面走向近于平行,倾角稍小于坡面倾角,构成顺向坡。由第 1,2,3 组结构面切割的块体组合交线倾向近 EW 向,倾坡外且倾角大于坡面倾角,在降雨等作用下极可能发生沿第 1 组结构面(层面)的滑动;由上述 3 组结构面组合形成块体发生顺层滑动的可能性较大,同时边坡第 4 组结构面切割,形成后缘边界,促使边坡更易产生破坏失稳。

3 边坡变形破坏特征及机制分析

3.1 变形破坏特征

变形体处于边坡山梁部位,自然边坡三面临空,地形陡峻,坡度在高程 3 345~3 385 m 以上为  $40^{\circ}\sim49^{\circ}$ ,以下为基岩陡崖。地表坡积层厚度 2~5 m,基岩为变质砂岩夹板岩,强卸荷弱风化厚度约 12 m。边坡岩体发育有板岩软弱面,以及大量的陡倾节理裂

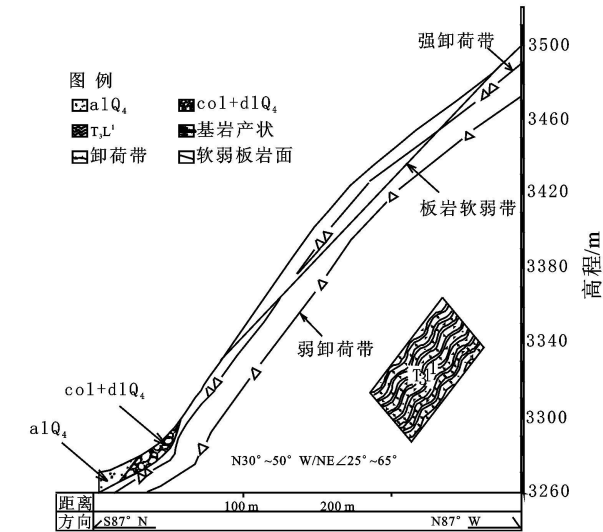


图 1 变形体自然边坡剖面

2 边坡岩体结构特征

如图 2 可知,边坡受有四组结构面,边坡为中倾角顺向坡,软弱面倾向、坡面倾向与岩层倾向相同,岩层倾角与软弱面倾角大致相同,其构成了边坡的边界。因陡倾裂隙切割坡面形成陡崖,软弱夹层成为底滑面。

隙,由此构成变形体的边界条件。工程边坡预计开挖深度不大,主要为坡表清坡及局部危岩清除,整体开挖为顺坡形开挖。

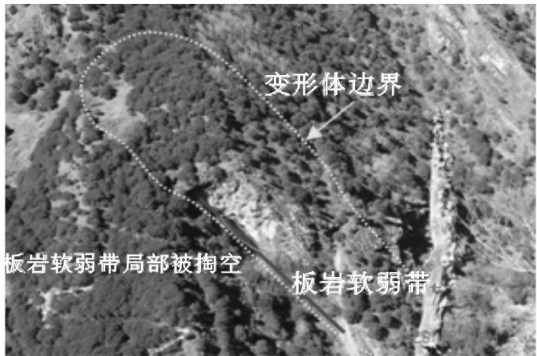


图 3 变形体全貌及破坏迹象

3.2 边坡变形破坏机制分析

坡表软弱板岩面的出露地带主要分布在变形体的下方,现场调查可见变形体下游侧局部已滑移,该变形体明显受板岩软弱带控制,已存在较为明显的蠕滑变形,并具有较为明确的边界;其下游侧岩体已滑移破坏,留下陡崖断面,主要为结构面破坏形成,从断面上清晰可见底部的板岩软弱带,波状起伏,宽度为 10~ 40 cm,强风化,呈土状,中间夹杂有碎块石,用手可扣动,局部已被掏空。根据边坡的变形情况,边坡主要是顺沿层面以蠕滑- 拉裂变形为主,其边界受层间软弱夹层及岩体结构控制作用明显,坡体中上部块体沿层间软弱夹层产生滑动,受下部岩体约束,在坡体阻滑段- 附近产生弯曲变形;受上部岩体推力作用,边坡碎裂岩体中逐渐产生剪切滑动面,并与弯曲部位岩体中滑移切出面贯通,可能形成最终破坏。

这类变形导致斜坡岩体向坡前临空方向发生剪切蠕变。其后缘发育自坡面向深部发展的拉裂。在变形发展过程中,坡内极有可能发展为破坏面的潜在滑移面,主要为板岩软弱夹层,同时也受最大剪应力面分布状况的控制。该软弱带实际上属于自坡面向下递减的剪切蠕变带。

同时坡体结构面发育,由多组结构面切割的碎裂体斜坡,变形主要通过结构面的相互错位调整来实现,其演变过程可划分为三个阶段<sup>[3]</sup>。(1)表层蠕滑。岩层沿软弱层向坡下弯曲,后缘产生拉应力;(2)后缘拉裂。表层蠕滑形成层间错误,岩体间形成台坎,同时因结构面切割,形成台阶状;(3)潜在剪切面剪切扰动。随剪切变形进一步发展,中部剪应力集中部位可被扰动扩容,使斜坡下半部分逐渐隆起或弯曲。

随着变形体开始发生转动,后缘明显下沉,拉裂面由开初的张开转为渐趋闭合,裂面互错方向与前一阶段恰好相反。这些迹象预示变形进入累进性破坏阶段,一旦潜在剪切面被剪断贯通,则发展为滑坡。

4 边坡变形破坏机制的 FLAC3D 数值模拟

为从力学机制分析边坡变形产生的原因,在上述分析的基础上,建立如图 4 所示的边坡 FLAC3D 计算模型分析边坡自然状态下应力特征。

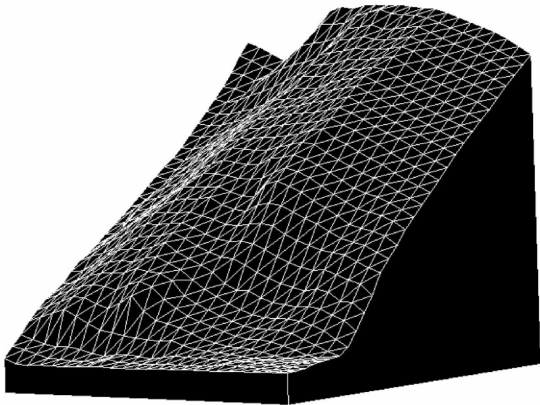


图 4 三维地形图

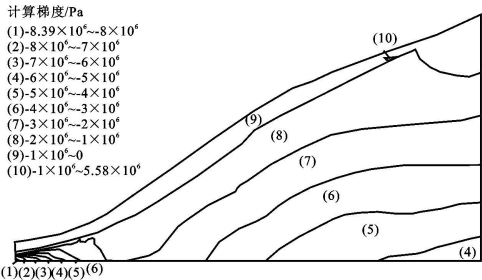


图 5 自然边坡最大主应力等值线( $\sigma_1$ )

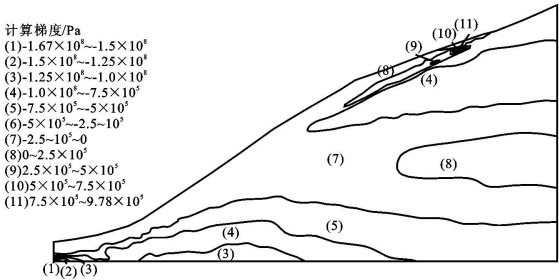


图 6 自然边坡最小主应力等值线( $\sigma_3$ )

从图 5- 8 可知,变形体在开挖模拟前,总体上,天然状态下边坡应力场的分布特征较为稳定,主应力随深度变化符合一般地应力场规律,主要以自重应力为主,自上而下,主应力呈逐渐减小的趋势,最大主应力量值为 0.558~ - 8.393 MPa,最小主应力量值为 0.978~ - 1.666 MPa(注:“+”为拉应力,“-”为压应力);坡体在板岩软弱带的中上部出现拉应力,而坡体的剪应变沿板岩软弱带变化。

从图 9- 11 中可知,变形体开挖后工程边坡最大主应力及最小主应力分布规律与开挖前基本相似,其中最大主应力略有增加,为 0.575~ - 9.265 MPa,并在软弱带中上部出现局部拉应力区,最小主应力区拉

应力略减, 量值为  $0.875 \sim -1.720 \text{ MPa}$ , 压应力略增, 同时在坡表局部出现拉应力。开挖边坡后的剪应力分布规律与开挖前基本相似, 在板岩软弱带和强卸荷带底界出现明显的应力梯度; 开挖边坡后的剪应变增量图显示, 剪应变增量较开挖前有所增大, 其剪应变增量带处于贯通状态, 其前缘剪应变增量较大, 向后缘逐渐减小, 这与滑移(蠕滑)–拉裂式<sup>[2]</sup>滑坡机理一致。

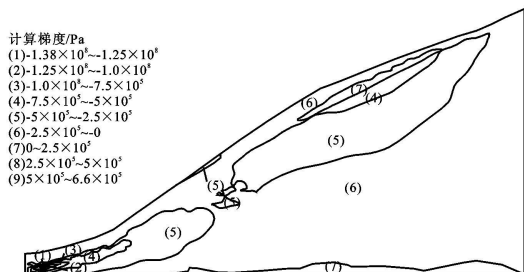


图 7 自然边坡剪应力等值线

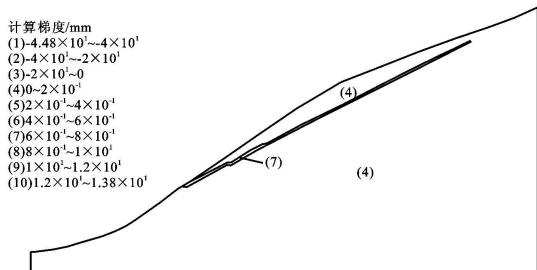
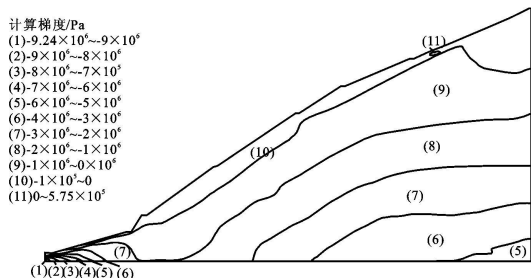
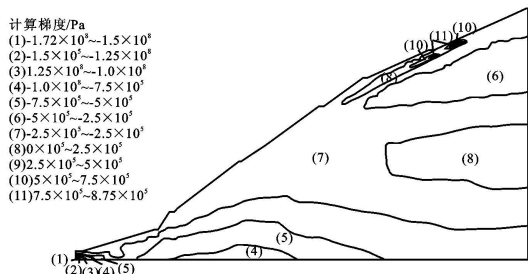


图 8 自然边坡剪应变增量等值线

图 9 开挖后最大主应力等值线( $\sigma_1$ )图 10 开挖后最小主应力等值线( $\sigma_3$ )

同时边坡开挖后, 导致开挖面附近一定范围内岩体产生向临空方向的位移, 其中以板岩软弱带上覆岩体位移最大, 以水平位移为主, 方向向坡外, 表现为应力释放后的卸荷回弹; 回弹位移量为  $0.5 \sim 6.76 \text{ cm}$ , 最大位移出现在板岩软弱带上覆岩体的前缘部位; X 方向(水平)位移量在  $0 \sim 5.86 \text{ cm}$ , 水平位移向坡外, 最大位移出现在软弱板岩带上覆岩体中后缘; Y 方向

(垂直)位移量值在  $0.769 \sim 3.920 \text{ cm}$ , 最大位移出现在板岩软弱带上覆岩体前缘(图 12)。边坡开挖后, 内部应力释放, 产生卸荷回弹, 边坡岩体向上、向外移动, 由于板岩软弱带的存在, 边坡沿板岩软弱带产生蠕滑, 使得上覆岩体发生较大的位移, 并有向下滑动的趋势, 若与边坡中陡倾角节理组合, 将产生蠕滑–拉裂<sup>[3-4]</sup>破坏, 这与现场定性分析相吻合。

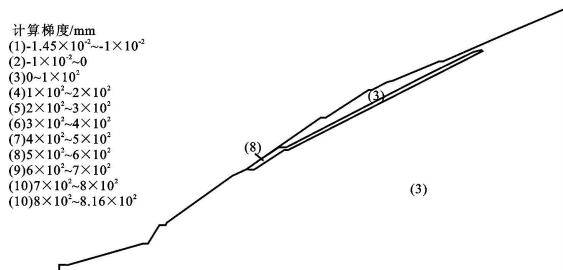


图 11 开挖边坡剪应变增量等值线

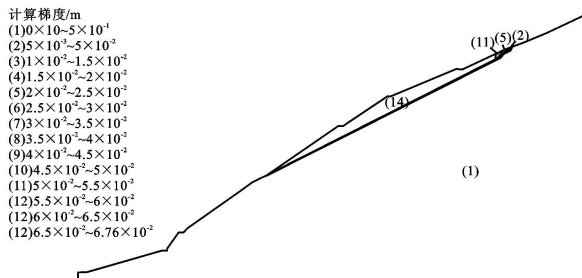


图 12 开挖后总位移等值线

## 5 治理对策研究

### 5.1 边坡稳定性评价

根据前面的岩体结构特征分析, 变形迹象调查, 对边坡整体稳定性影响较大的是变形体。因此, 对其变形体的稳定性分别计算、评价。根据边坡实际工程地质条件, 以图 1 为边坡开挖前稳定性计算模型, 图 13 为变形体开挖后稳定性计算剖面。

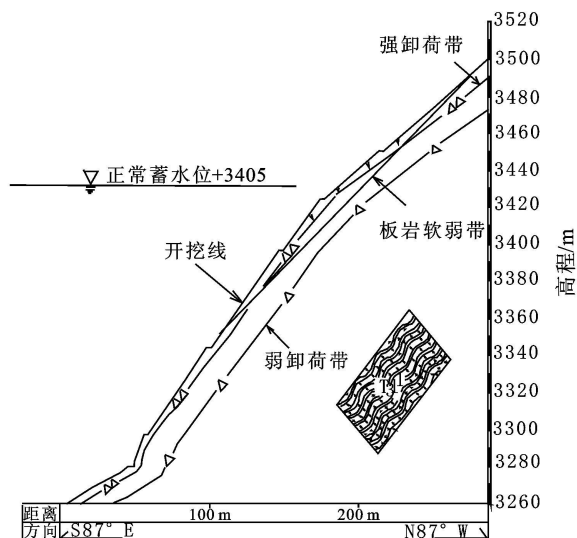


图 13 变形体开挖边坡稳定性计算剖面

根据现场调查, 变形体以底部的板岩软弱带为潜在的底滑面, 本次计算以底部的板岩软弱带为底滑面对应的稳定性系数作为边坡最终稳定性系数。

(1) 未开挖状态下, 变形体在工况 I 下, 稳定性系数为 1.36 左右, 处于稳定状态, 且具有一定的安全储备; 在工况 II、II 条件下, 稳定性系数为 1.10~ 1.20, 基本能够维持自身稳定性, 但安全储备不高; 在工况 IV 条件下, 稳定性系数为 0.96 左右, 处于不稳定状态。

表 2 边坡岩体物理力学参数取值

岩组	风化卸荷程度	$\gamma/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	$C/\text{MPa}$	$\varphi/(^{\circ})$
变质砂岩 夹板岩	弱风化强卸荷	26	0.48	35
	弱风化弱卸荷	27	0.9	41
	微风化- 新鲜	28	1.3	52
软弱板岩带	强风化	21	0.1	30
覆盖层		22	0.05	29

注:  $\gamma$ ——容重;  $C$ ——内聚力;  $\varphi$ ——内摩擦角。

分别计算边坡在天然、暴雨、地震以及暴雨+ 地震的 4 种工况下的稳定性系数, 详见表 3。

表 3 不同状态下变形体的稳定性系数

状态	计算方法	稳定性系数			
		天然状态	暴雨状态	天然+ 地震	暴雨+ 地震
		(工况 I)	(工况 II)	(工况 III)	(工况 IV)
未开挖	一般法	1.368	1.115	1.140	0.963
	毕肖普法	1.358	1.146	1.133	0.957
	摩根士坦法	1.361	1.149	1.136	0.959
开挖	一般法	1.426	1.233	1.188	1.028
	毕肖普法	1.384	1.196	1.153	0.997
	摩根士坦法	1.420	1.227	1.183	1.024

(2) 开挖状态下, 变形体在工况 I 下, 稳定性系数为 1.4 左右, 处于稳定状态, 且具有一定的安全储备; 在工况 II、II 条件下, 稳定性系数为 1.15~ 1.23, 基本能够维持自身稳定性, 但安全储备不高; 在工况 IV 条件下, 稳定性系数为 0.99~ 1.02, 处于极限平衡状态, 极有可能失稳。

5.2 边坡的支护建议

对于顺层边坡的开挖, 应避免开挖岩层坡脚, 重视坡形、坡率设计, 保护和充分发挥边坡的自稳能力, 使边坡自稳。必要时加强中下部的锚固, 对坡脚进行挡护。重视施工过程中边坡的动态稳定, 应对每级施工工序进行稳定性检算, 对潜在的破坏隐患酌情采取加固措施<sup>[5-7]</sup>。

通过对变形体边坡开挖前后稳定性进行了分析, 建议对边坡的治理重点应放在以下 4 个方面: (1) 根据边坡变形体的特征及破坏模式, 边坡重点防护底部软弱夹层, 主要是采取强支护措施; (2) 对变形体防止变形, 用喷射混凝土进行封闭护面, 防止降雨及冰雪

融水的入渗, 进一步软化板岩软弱带, 做好坡面排水措施; (3) 变形体的变形主要以顺层的蠕滑- 拉裂变形破坏, 针对此变形破坏, 边坡主要对变形体采用强支护的措施防止边坡继续变形, 即采用预应力锚索支护; (4) 板岩软弱带以及层间错动带, 采用压力注浆的方法对其进行加固处理。

6 结 论

(1) 边坡为层间软弱夹层发育的顺层斜坡, 节理裂隙发育, 岩体结构受构造作用控制, 在岩性、地形地貌、水文地质、风化作用等因素影响下, 空间上差异较大, 为边坡的局部失稳和块体失稳提供了边界条件。变形体主要以下部的板岩软弱带作为底滑面;

(2) 边坡主要发育 4 组优势结构面, 组合形成大量潜在顺层滑动块体, 在地下水作用下, 层间软弱夹层软化形成贯通的剪切滑动面, 变形体主要是以蠕滑- 拉裂变形破坏为主;

(3) 基于变形破坏机制分析的治理思路认为必须在控制岩体变形的基础上, 控制潜在滑动面的变形, 同时做好坡体排水工作, 同时由于边坡为顺层蠕滑拉裂变形破坏, 则采用一定的抗滑键防止坡体进一步变形破坏;

(4) 在对同类边坡的设计治理, 必须重视地质勘探工作, 做好结构面特别是软弱结构面的统计调查工作, 准确判断潜在可动块体、变形特征及破坏边界, 研究其变形破坏机制, 进行基于变形破坏机制分析的治理设计, 同时研究岩体结构在空间上的变化, 为边坡的治理提供相应依据, 在保证边坡稳定的基础上节省成本。

参考文献:

[1] 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.

[2] 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.

[3] 周灵. 古瓦水电站坝址区右岸高边坡及两岸危岩体稳定性研究[D]. 成都: 成都理工大学, 2008.

[4] 王志勇. 含软弱夹层岩质边坡稳定性分析研究[D]. 长沙: 中南大学, 2004.

[5] 黎剑华, 颜荣贵, 陈寿如, 等. 高等级公路缓斜陡节理边坡的复合破坏机制与治理对策[J]. 岩石力学与工程学报, 2001, 20( 3): 415- 418.

[6] 张年学, 孙广忠, 盛祝平, 等. 长江三峡工程库区顺层岸坡研究[M]. 北京: 地震出版社, 1993.

[7] 李相勇, 吴学智. 岩层顺层边坡稳定性分析及防治对策[J]. 路基工程, 2009( 1): 201- 202.