

顺层岩质边坡失稳破坏临界长度的数值模拟分析

杨成, 譙乾峰, 雷松

(核工业西南勘察设计研究院有限公司, 四川 成都 610061)

摘要:含有多层软弱夹层的顺层岩质边坡开挖时,边坡失稳破坏范围常常为一有限范围,即存在一个失稳破坏临界长度,该长度对边坡稳定性评价和支挡工程设计有着决定性的影响,而如何确定失稳破坏临界长度,目前在工程实践中尚无较为成熟的解决方案,常凭工程人员的经验确定。笔者在对淮口镇西环线 K3+115~K3+215 段顺层边坡进行详细调查研究基础上,通过数值模拟,对该含多层软弱夹层的顺层边坡的变形破坏过程、变形破坏范围进行了分析,并与已有变形特征进行了对比,证明采用数值模拟分析其变形破坏过程和失稳破坏临界长度是可行的。失稳破坏临界长度的确定为边坡后续的稳定性和支挡工程设计提供了依据,达到了预期目的。因此,笔者的分析方法对具有类似特点的顺层边坡具有借鉴价值。

关键词:失稳破坏临界长度;变形过程;数值模拟;顺层边坡

中图分类号: TU457

文献标志码: A

文章编号: 1009-6248(2019)04-0250-13

Numerical Simulation Analysis of Critical Length of Instable Failure for Bedding Rock Slope

YANG Cheng, QIAO Qianfeng, LEI Song

(Nuclear Industry Southwest Survey & Design Institute Col. LTD, Chengdu 610061, Sichuan, China)

Abstract: In the excavation of bedding rock slope with multi-layer soft interlayer, the failure of slope instability is usually occurred in a limited range, which has been named as “the critical length of instable failure”. This length has a decisive impact on the evaluation of slope stability and the design of retaining engineering. However, there is still not a mature solution on how to determine the critical length, that often be determined by the experience. Based on the detailed investigation and study of bedding slope at K3+115~K3+215 section of the Huaikou Town west loop line, the deformation failure process and range of the multi-layer soft interlayer in bedding slope has been analyzed by using the numerical simulation. Compared with the existing deformation characteristics, it is proved that the numerical simulation is feasible to analyze the deformation and failure process and the critical length of instable failure. The critical length determination of instable failure provides a basis for the subsequent stability calculation of slope and the design of retaining engineering, which achieves the expected purpose. Therefore, the analysis method in this paper has reference value for the bedding slope with similar characteristics.

Keywords: critical length of instable failure; deformation process; numerical simulation; bedding slope

收稿日期: 2019-01-04; 修回日期: 2019-04-12

基金项目: 金堂县兴金开发建设投资有限公司“淮口镇西环线工程勘察、设计”(C2014-061)

作者简介: 杨成(1988-), 男, 工程师, 主要从事工程地质、岩土工程及地质灾害研究工作。E-mail: 724704620@qq.com

岩层倾向与边坡倾向一致的边坡称为顺层或顺倾边坡,其余的为反倾或斜向边坡。在工程实践中,一般将岩层倾向与边坡倾向夹角小于 45° 的视为顺层边坡。20世纪80年代以前,针对顺层边坡鲜有独立研究的分类方案,多作为岩质边坡进行大类研究。在1973年,国际上,E. Hoek教授在《岩石边坡工程》一书中提出了圆弧破坏、平面破坏、楔体破坏和倾倒破坏的4类划分岩石边坡变形破坏类型划分方法。在国内,20世纪80年代,部分地质专家将顺层岩质边坡划分为蠕滑-拉裂、滑移-压致拉裂、滑移-拉裂、弯曲-拉裂、塑流-拉裂和滑移-弯曲等6种类型(张倬元等,1980)。近年来,部分学者(刘才华等,2012)研究了切层式顺层边坡(顺层滑动)以及切入式顺层边坡(溃曲破坏)的地质力学模型和破坏机理。针对顺层岩质边坡的分析,目前已经形成了较为系统的分析评价理论方法体系。主要包括自然历史分析法、工程地质类别法、图解法、极限平衡法、数值分析法和模型试验法等。

但实际现象表明,顺层边坡并不一定沿层面发生整体性滑动破坏,也可能是沿某个或某些层面滑动,沿岩体中节理面拉开,由下而上发生逐级滑动破坏,并且当坡脚不再开挖或坡体不再受到扰动时,失稳滑动到一定范围也就不再往上发展。该失稳滑动的范围我们可以用失稳破坏临界长度进行表示。只有确定了失稳破坏临界长度范围,才具备采用理论公式计算边坡的稳定性和剩余下滑推力的前提。但如何确定失稳破坏临界长度,目前在工程实践中尚无较为成熟的解决方案,常凭工程人员的经验确定。

淮口镇西环线 K3+115~K3+215 段顺层边坡为一市政道路路堑边坡,其设计路面标高以上存在3层泥化夹层,其在开挖至第二层泥化夹层时发生了顺层滑动破坏,进行了紧急临时反压,并暂停施工。为分析其进一步开挖时边坡的破坏范围的大小,笔者采用FLAC3D程序对边坡进行了从“未开挖”到“开挖至设计道路标高”的开挖全过程模拟,重点模拟边坡的变形情况和破坏范围。进而将模拟的变形破坏情况与实际变形破坏情况进行了对比,在明确数值模拟结果中对现状的模拟结果与现状实际变形破坏情况基本吻合的前提

下,根据数值模拟确定了进一步开挖至道路设计标高,揭露第三层泥化夹层时的最大失稳破坏临界长度,为后续的稳定性评价和剩余下滑力计算提供了依据。

1 边坡基本特征

该段边坡对应在建西环线的里程桩号为 K3+115~K3+215,沿道路延伸方向宽度约 100 m,开挖边坡坡脚至斜坡坡顶方向的水平长度约 70~170 m。原始地形坡度约 $15^\circ\sim 35^\circ$,坡向 $55^\circ\sim 105^\circ$,坡高约 40~70 m,坡表分布多级台坎,为20世纪90年代开垦耕地时形成,坡表植被发育。在建道路开挖坡脚最低高程(道路内侧排水沟沟底高程)为 437.27~434.91 m。目前,受道路施工开挖影响,在斜坡前缘形成人工开挖边坡,最终开挖最大坡高约 29 m,开挖坡度约 $40^\circ\sim 50^\circ$,坡向约 89° ,前缘开挖至 440 m 标高时,该段发生顺层滑动破坏,暂停施工,并对前缘进行了回填反压,反压高度约 6~11 m(图1)。

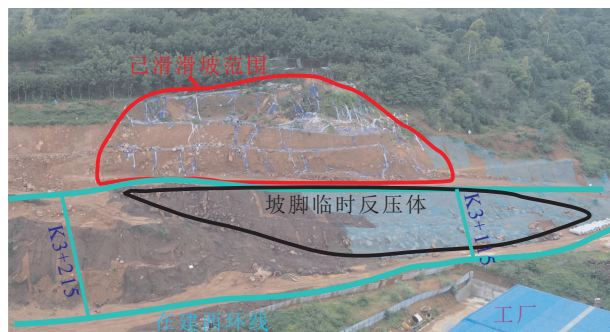


图1 边坡全貌图

Fig.1 A Panorama of slope

1.1 边坡变形特征

该段边坡在未进行道路开挖前整体稳定,无变形迹象,在道路开挖至 440 m 标高时,受 2017 年 4 月 30 日至 5 月 3 日淮口地区连续 4 天降雨的影响,5 月 4 日,该段边坡沿层间泥化夹层②发生顺层滑坡(图2)。已发生的滑坡体后部宽约 60 m,中前部相对较宽,约为 100 m,滑体轴长 50 m,平面面积 $0.35\times 10^4\text{ m}^2$,滑体垂直滑面平均厚度为 25 m,总体积约 $8.75\times 10^4\text{ m}^3$ 。从平面形态上看,

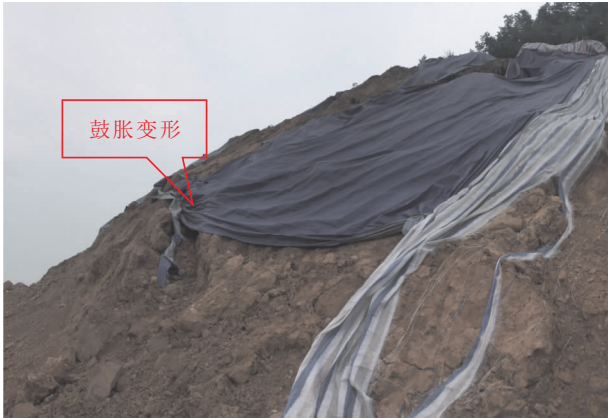


图 5 前缘鼓胀变形图
Fig. 5 Leading edge deformation



图 6 滑面镜面及擦痕图
Fig. 6 Sliding surface

2 边坡变形破坏范围数值模拟分析

该边坡为路堑开挖边坡,结合泥化夹层的分布,该边坡的变形破坏过程主要分 3 个阶段(图 2)。

第一阶段:边坡开挖至 445 m 标高,揭露泥化夹层①,边坡形成临空面,但边坡整体处于基本稳定状态,未发生明显变形和整体失稳。

第二阶段(现状阶段):开挖至 440 m 标高,揭露泥化夹层②,受连续降雨影响,沿层间泥化夹层②发生顺层滑坡,滑坡体积 $8.75 \times 10^4 \text{ m}^3$,最大滑动距离为 2 m,目前处于停滑阶段,其中失稳岩体的长厚比为 2,即滑体顺层长度:垂直层面的平均滑体厚度=2。

第三阶段(预测阶段):由于开挖至 440 m 标高后,道路暂停了开挖作业,因此,第三阶段为对后期开挖的一个预测分析阶段,边坡开挖至 437 m 标高

(道路设计标高),揭露泥化夹层③,边坡可能沿层间泥化夹层③发生更大规模顺层滑坡。

根据大量工程经验,以及本边坡第二阶段的变形破坏,均表明该顺层边坡并不完全是沿某个层面发生整体性滑动破坏,而是沿某个软弱面滑动,沿岩层中一些间断的节理面拉开,发生滑动破坏。那么,岩层变形破坏范围,即失稳破坏临界长度有多大,成为了本工程的一个难点,即只有在确定边坡开挖至第三阶段边坡的失稳范围才具备采用理论公式计算边坡的稳定性和剩余下滑力的前提条件。笔者采用 FLAC3D 程序对边坡的变形破坏过程和变形范围进行了模拟分析。下文中,长厚比即顺层失稳破坏临界长度与滑体厚度的比值。

2.1 数值分析模型建立

根据现场的工程地质条件,通过 ANSYS 软件建立地质模型并划分精细网格,并划分好实际开挖的边坡前缘三部分,分 3 步开挖,1 : 0.75 放坡,放坡高程分别为 445 m、440 m、437 m(图 7),最后通过 Ansys 转 Flac 软件生成可以导入 FLAC3D 中的文件,在 FLAC 中生成计算模型(图 8)。模型 X 方向长 289.6 m,Y 方向高 87 m,Z 方向间距 150 m。数值模型的边界条件采用固定模型底部的位移,固定模型方向两侧的方向位移。

2.2 本构模型及计算参数选取

本次数值模型试验采用的模型为摩尔-库伦弹塑性模型。

边坡地层物理力学参数的选取主要根据室内试验并结合其他工程相关资料综合取值,主要考虑 2 种工况下的数值模拟分析,即天然工况和暴雨工况下坡体的稳定性、变形情况及塑性区的分析。2 种工况下各岩土层的取值参数见表 1。

表 1 数值模型计算物理力学参数表					
Tab. 1 Parameter of the numerical model					
岩土体类型	弹性模量 <i>E</i> (MPa)	泊松比 μ	黏聚力 <i>c</i> (kPa)	内摩擦角 $\varphi(^{\circ})$	重度 $\gamma(\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$
泥化夹层(天然)	19.2	0.32	23.3	16.9	19.5
泥化夹层(暴雨)	19.2	0.32	17.5	14.0	19.8
中风化泥岩(天然)	1 200.0	0.30	70.0	35.0	23.5
中风化泥岩(暴雨)	1 200.0	0.30	50.0	30.0	23.8
中风化泥质粉砂岩(天然)	2 500.0	0.25	180.0	38.0	24.1
中风化泥质粉砂岩(暴雨)	2 500.0	0.25	140.0	35.0	24.4

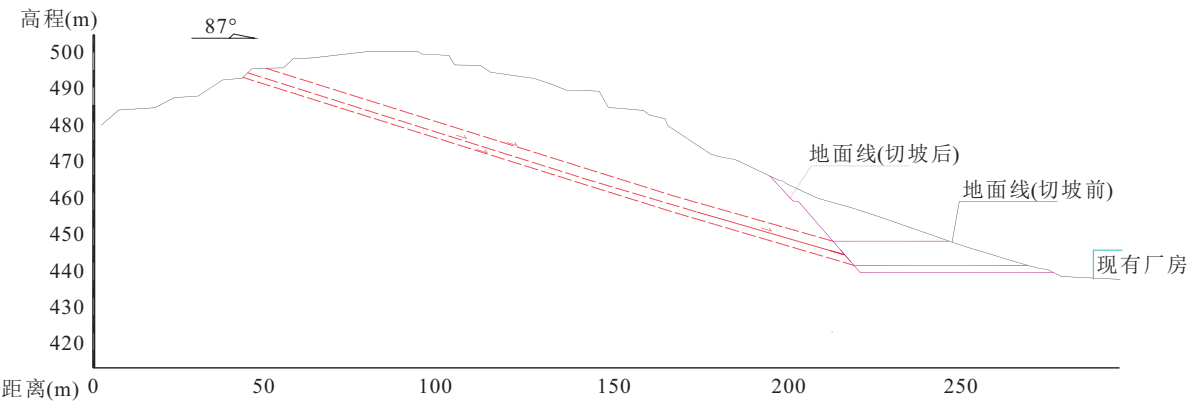


图 7 边坡开挖前后地形对比图

Fig. 7 Contrast map of topography before and after slope excavation

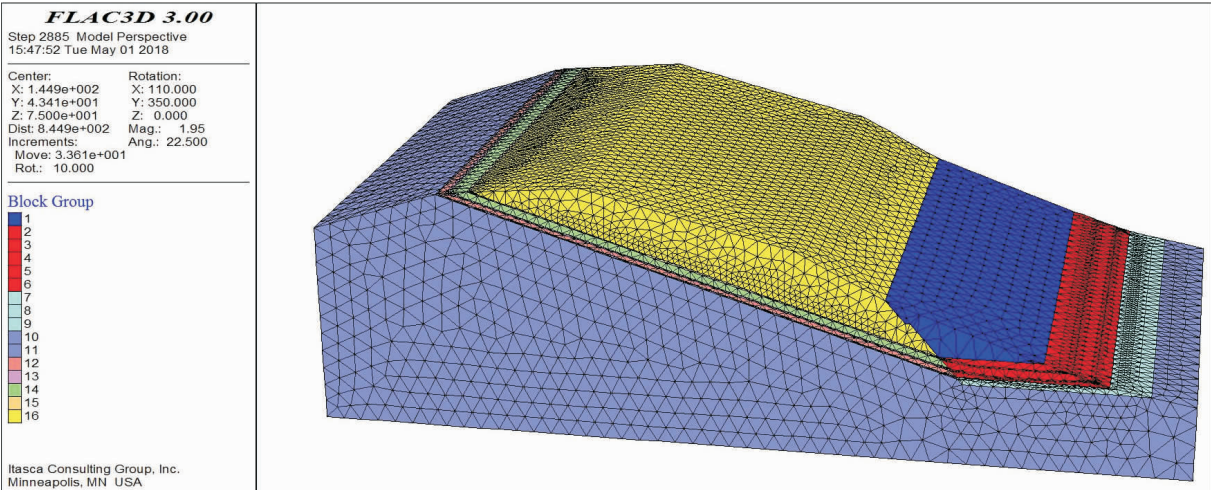


图 8 边坡 FLAC 计算模型图

Fig. 8 FLAC calculation model of slope

2.3 天然工况模拟结果及分析

2.3.1 天然工况下坡体的 X 方向变形分析

天然工况模拟结果见图 9。由图可知,天然工况下边坡未开挖(a)时,坡体整体几乎无变形,仅在泥化夹层出口地方有变形集中。当第一步开挖后(b),边坡在开挖坡脚产生了 4.5 mm 的变形,变形范围扩大,由于开挖至此处为中风化泥岩,开挖底部出现一定的卸荷回弹现象,但变形都不大。当第二步开挖后(c),在泥化夹层部位产生最大 7.8 mm 的变形,开挖至此处地层为中风化泥质粉砂岩,岩石质量较好,开挖底部未出现卸荷回弹现象。当第三步开挖后(c),相较于第二步开挖,仅变形范围扩大,最大 X 向位移为 8.4 mm,开挖底部未卸荷回弹。

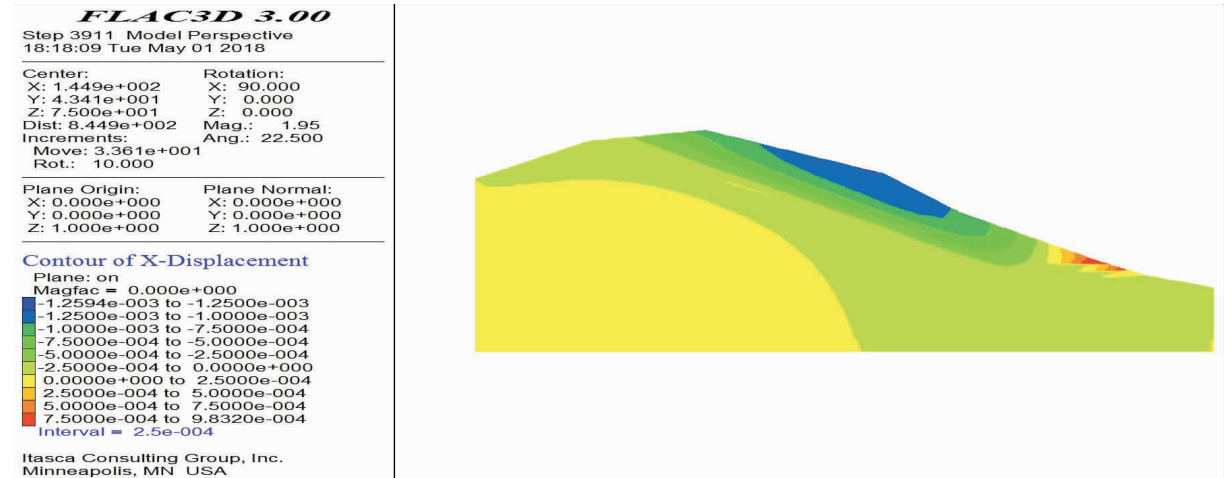
综上所述,该边坡在天然工况下,三步开挖所产

生变形有限,仅在 3 处泥化夹层的剪出部位产生变形集中,坡体处于基本稳定状态。

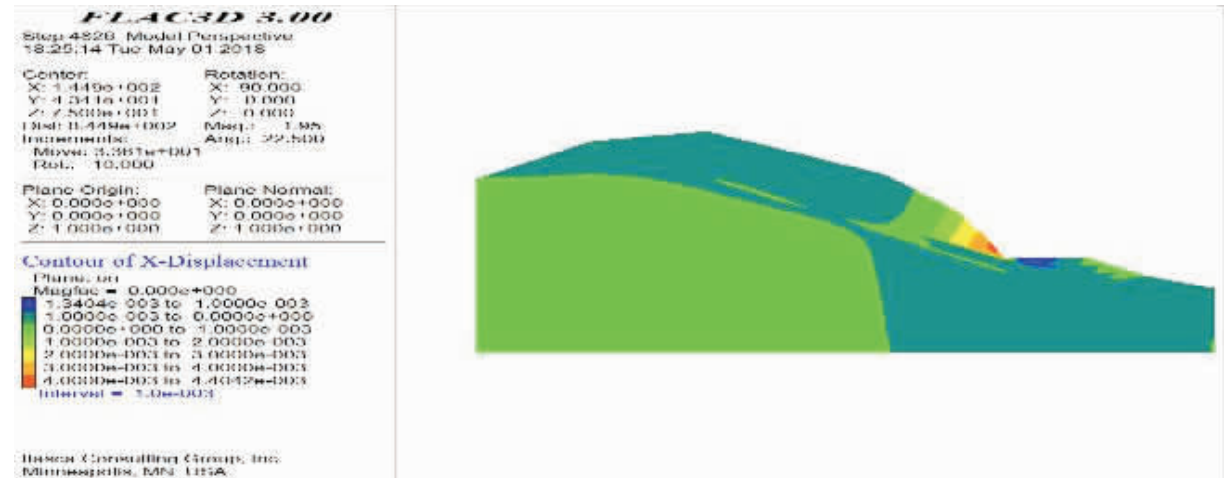
2.3.2 天然工况下坡体的塑性区分析

塑性区标识是以不同的颜色来分别显示 2 种不同类型的破坏机制,分别是剪切破坏(shear-n)和拉伸破坏(tensile-failure)。shear-n 或 tension-n 表示某一区域的应力位于屈服面上或者正处于破坏状态。shear-p 或 tension-p 表示某一区域在计算过程中曾进入过屈服状态,但是现在已经退出该状态。

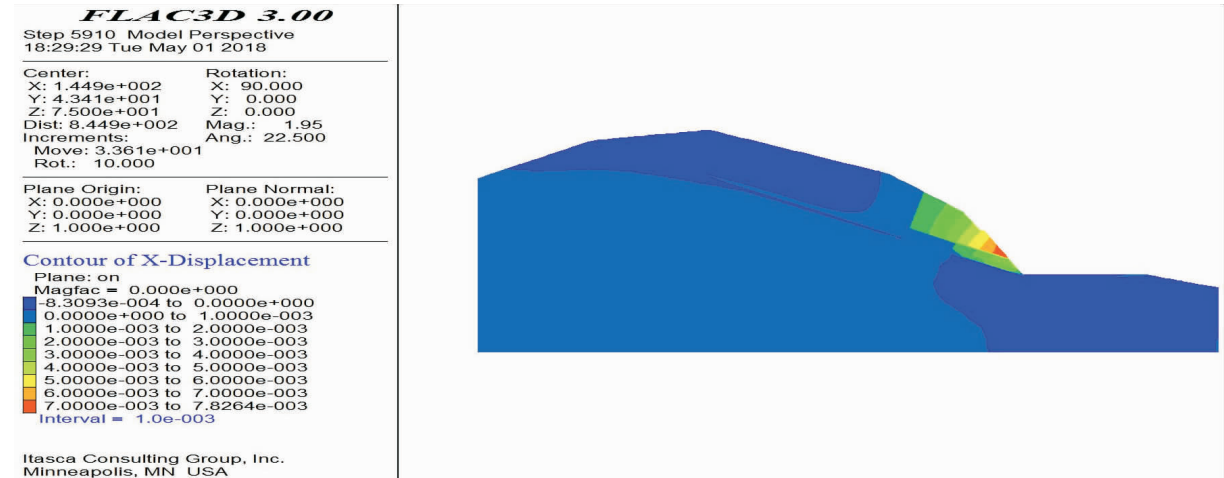
开挖边坡的塑性变化区(图 10)主要为泥化夹层和开挖临空面附近影响区。在天然状态下,未开挖时变形不大,无明显的剪切或者拉伸破坏,当开挖后,在临空面或者开挖底部出现小范围的剪切破坏。



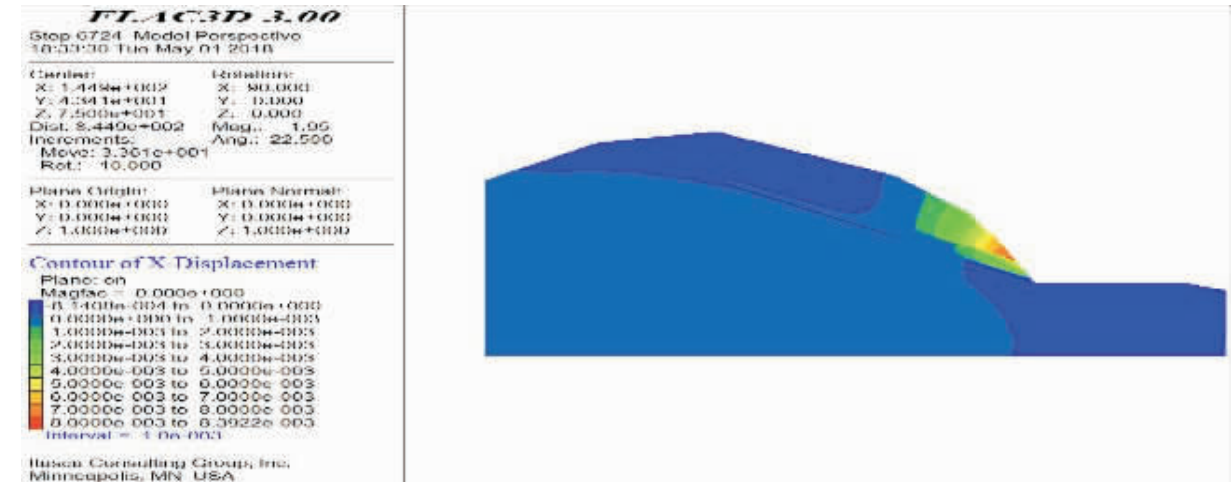
开挖前(Before the excavation)



第一次开挖后(After the first excavation)



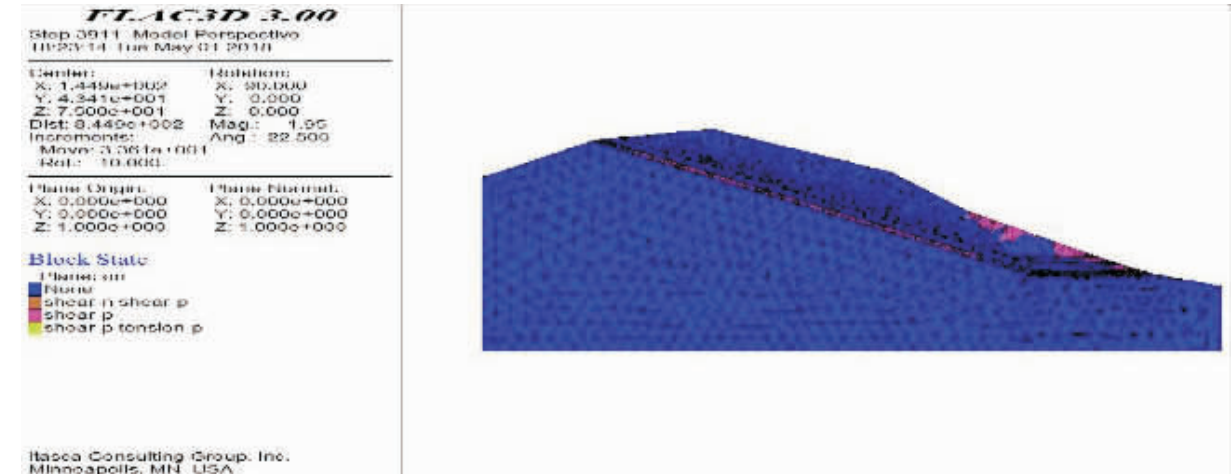
第二次开挖后(After the second excavation)



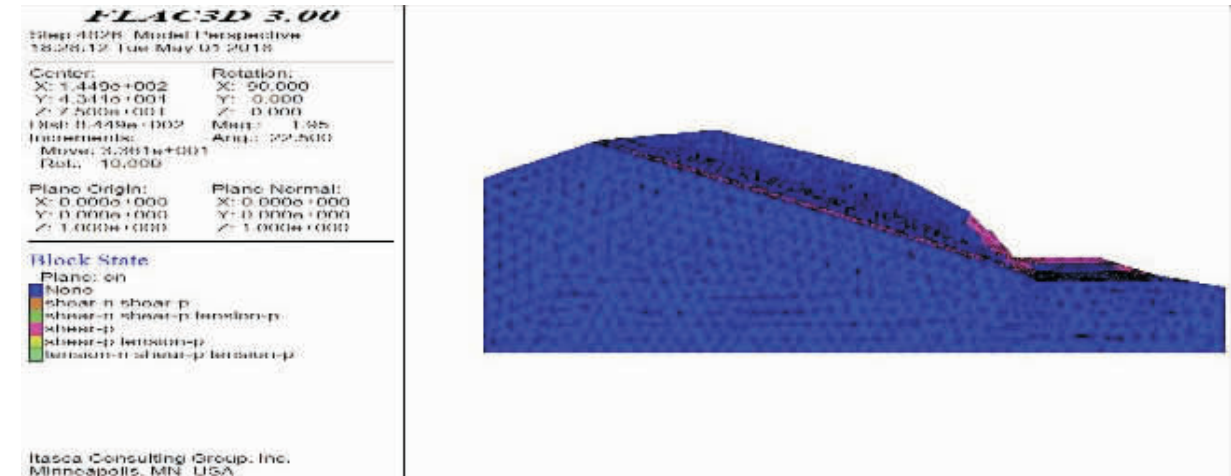
第三次开挖后(After the third excavation)

图 9 天然工况下 X 方向位移云图

Fig. 9 Cloud chart of displacement in X direction under natural working condition



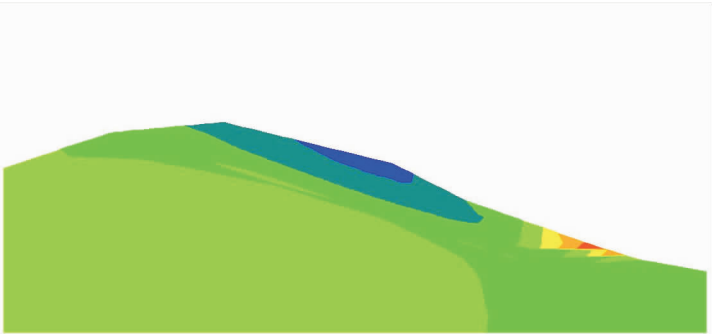
开挖前(Before the excavation)



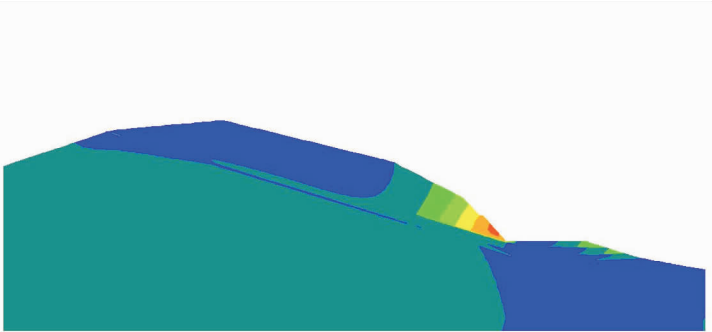
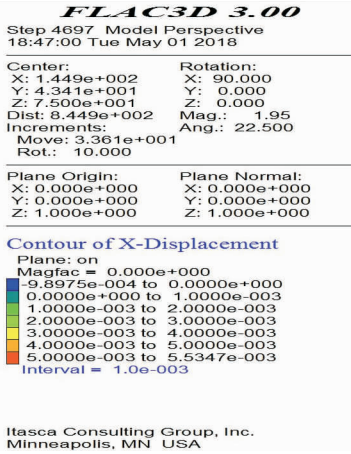
第一次开挖后(After the first excavation)

时变形不大,无明显的剪切或者拉伸破坏。当第一步开挖后(b),在开挖坡脚出现了一定范围的剪切破坏。当第二步开挖后(c),剪切破坏范围增大,塑性区贯通,沿泥化夹层(潜在滑面②)形成滑面,影响

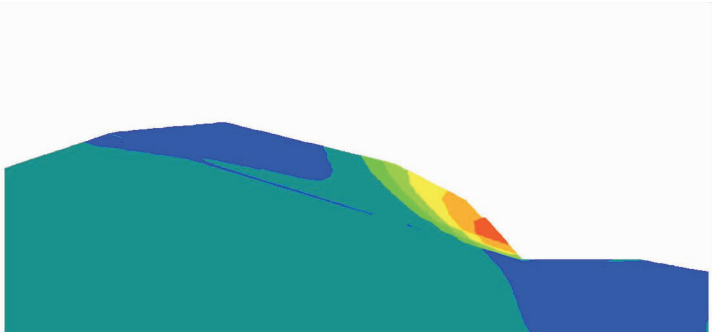
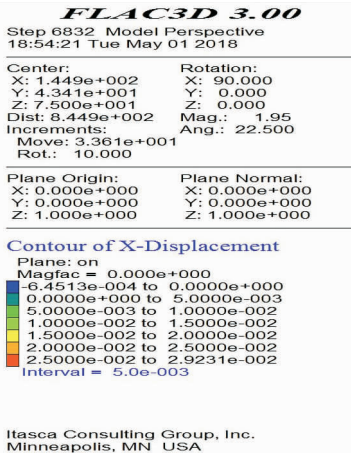
至距开挖面 85 m 处,并且有局部的拉伸破坏。当第三步开挖后(d),剪切破坏范围增大,塑性区贯通,沿泥化夹层(潜在滑面③)形成滑面,影响至距开挖面 115 m 处,并且拉伸破坏范围变大。



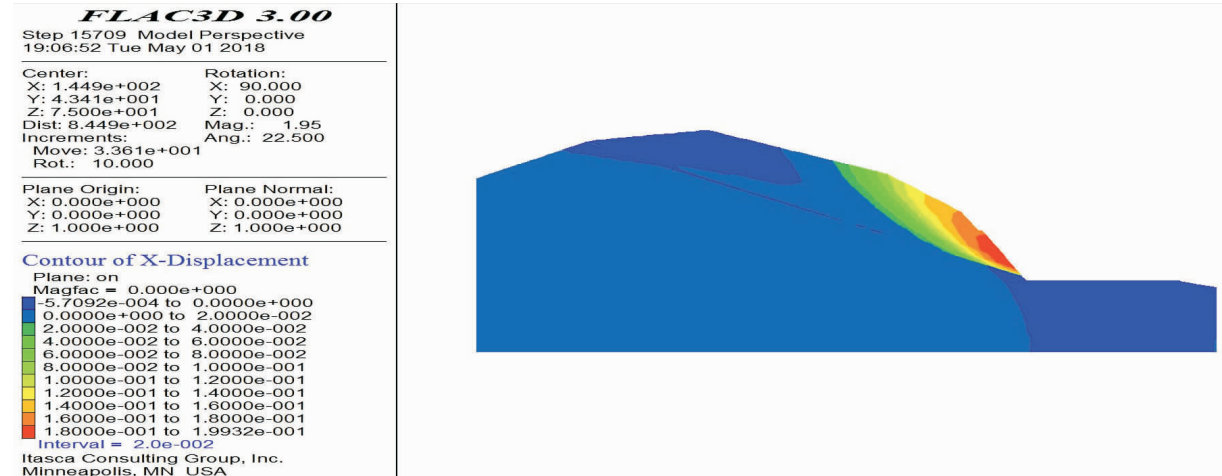
开挖前(Before the excavation)



第一次开挖后(After the first excavation)



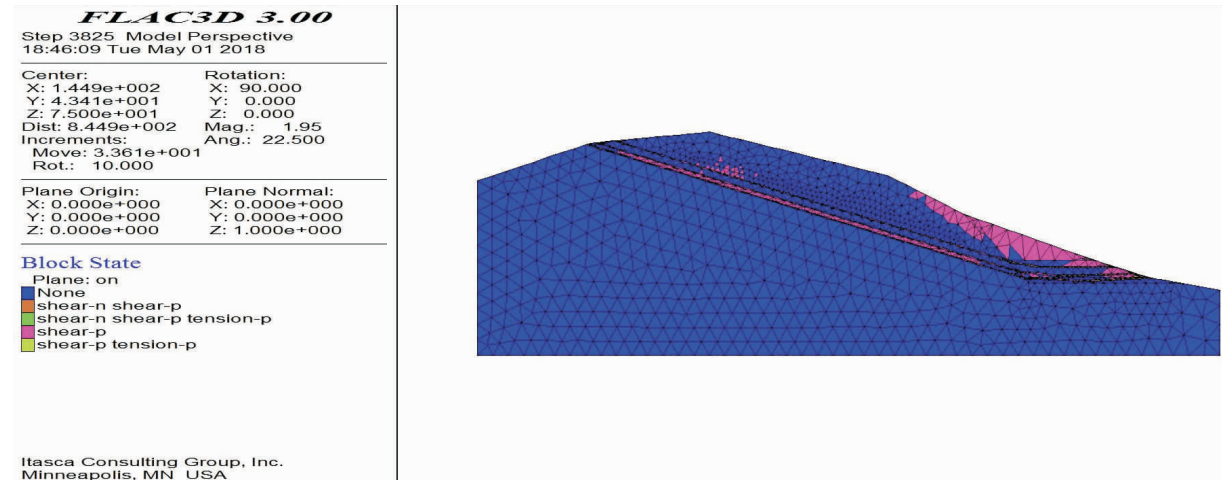
第二次开挖后(After the second excavation)



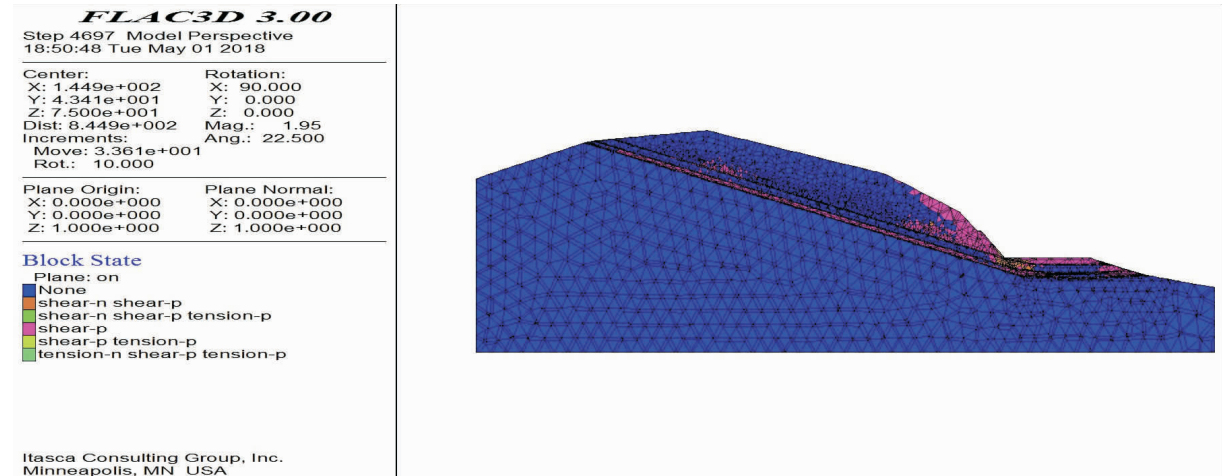
第三次开挖后(After the third excavation)

图 11 暴雨工况下 X 方向剪位移云图

Fig. 11 Cloud chart of displacement in X direction under rainstorm condition



开挖前(Before the excavation)



第一次开挖后(After the first excavation)

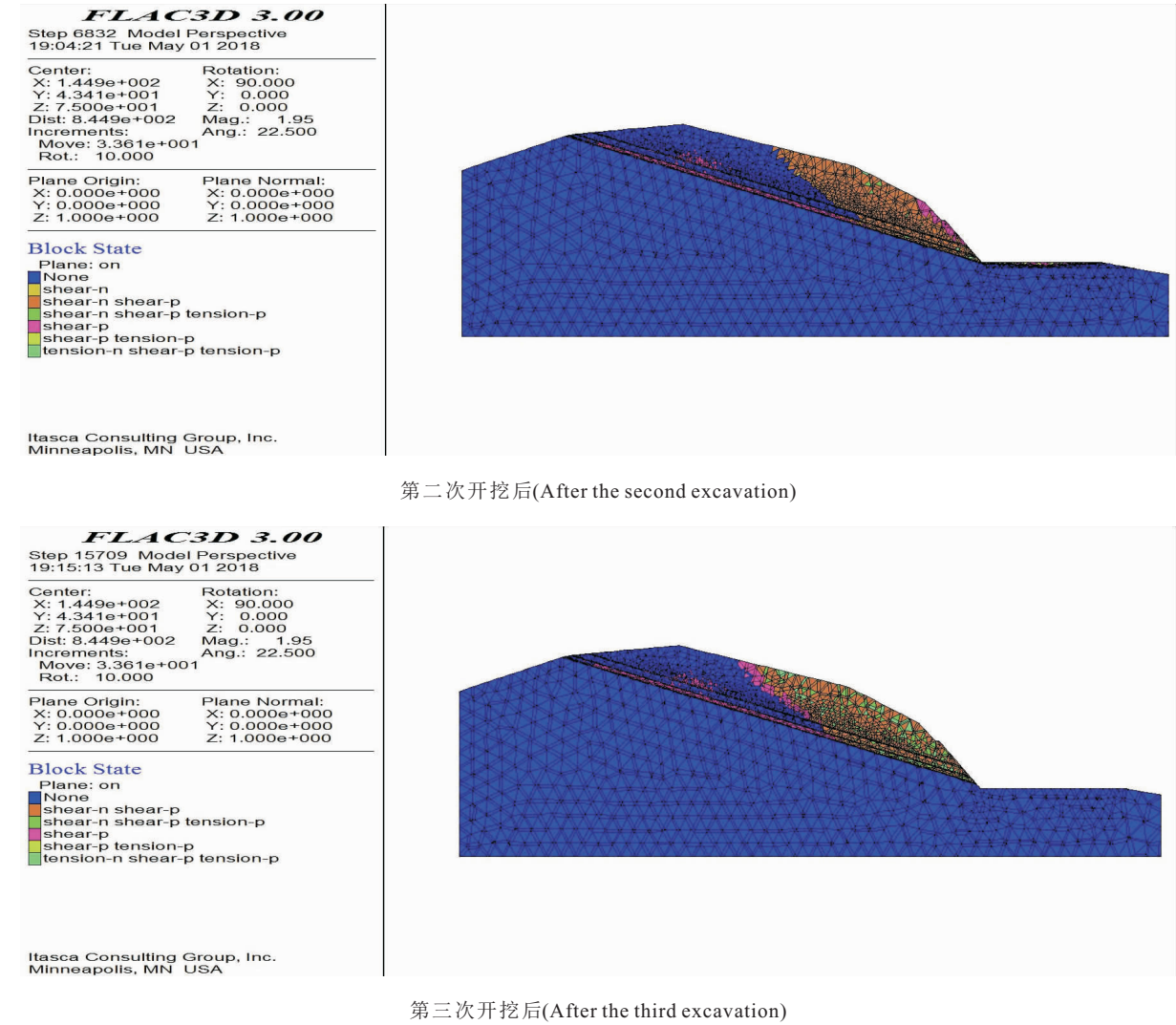


图 12 暴雨工况下塑性区云图

Fig. 12 Cloud chart of plastic zone under rainstorm condition

2.5 数值模拟分析结论

根据数值模拟分析,将边坡不同工况下的变形破坏特征及稳定性评价汇总于表 2。

据表 2 可知,该边坡在天然工况下,边坡整体基本稳定——稳定状态,变形较小,无明显塑性变形区,在暴雨工况下,开挖至第一阶段时,边坡整体稳定,变形与天然工况下无明显变化,但开挖至第二阶段和第三阶段时,边坡稳定性较差,边坡发生较大变形,边坡发生整体滑移-拉裂破坏。按塑性区考虑,边坡开挖至第二阶段的失稳岩体长厚比为 3.4,开挖至第三阶段的失稳岩体长厚比为 4.3。

3 数值分析结果对比分析

为验证数值模拟的效果,笔者对数值模拟结果与边坡实际变形破坏特征进行对比分析,详见表 3。

根据表 3 的对比分析可知,边坡在第一、二阶段的变形特征及变形范围,数值模拟结果与边坡开挖后的实际情况基本一致,变形情况也基本一致,但是实际变形范围略小于数值模拟结果。据分析,主要与已有滑坡发生后及时进行反压回填、滑坡体变形不充分有关。

综上所述,数值模拟结果是可靠的,因此可以确定第三阶段的边坡稳定性较差,边坡失稳范围长厚比在设计阶段可按考虑塑性区的长厚比进行确定,即按长厚比 4.3 进行边坡稳定性分析和剩余下滑推力计算,并进而指导支挡工程设计。

表 2 不同工况变形破坏特征及变形范围一览表
Tab. 2 Table of deformation and failure characteristics under different working conditions

开挖 阶段	工况	稳定性 状态	模拟变形特征	模拟变形 范围	模拟塑性 区范围	失稳岩体的长厚比	
						按变形区算	按塑性区算
第一阶段 (开挖至 445 m 标高)	天然工况	稳定	坡脚最大变形约 4.5 mm,塑性区主要集中在泥化夹层和开挖临空面附近影响区	坡体无明显变形	\	\	\
	暴雨工况	欠稳定	坡脚最大变形约 5.5 mm,坡脚出现了一定范围的剪切破坏	坡体未发生整体失稳	\	\	\
第二阶段 (开挖至 440 m 标高)	天然工况	基本稳定	坡脚最大变形约 7.8 mm,塑性区主要集中在泥化夹层和开挖临空面附近影响区	坡体无明显变形	\	\	\
	暴雨工况	不稳定	最大变形约 29 mm,坡表产生“溯源式”式拉张裂缝,边坡中前部已形成贯通滑面	变形范围距临空面 60 m	塑性区范围距临空面 85 m	60/25=2.4	85/25=3.4
第三阶段 (开挖至 437 m 标高)	天然工况	基本稳定	坡脚最大变形约 8.4 mm,塑性区主要集中在泥化夹层和开挖临空面附近影响区	坡体无明显变形	\	\	\
	暴雨工况	不稳定	最大变形急剧增大,约 199 mm	变形范围距临空面 91 m	塑性区范围距临空面 115 m	91/27=3.4	115/27=4.3

表 3 变形特征对比分析表
Tab. 3 Comparative analysis table of deformation characteristics

开挖 阶段	工况	数值模拟结果		实际变形特征	
		模拟变形特征	模拟变形范围	实际变形特征	实际变形范围
第一阶段 (开挖至 445 m 标高)	天然工况	坡脚最大变形约 4.5 mm,塑性区主要集中在泥化夹层和开挖临空面附近影响区	\	边坡整体稳定,未见明显变形	\
	暴雨工况	坡脚最大变形约 5.5 mm,坡脚出现一定范围的剪切破坏			
第二阶段 (开挖至 440 m 标高)	天然工况	坡脚最大变形约 7.8 mm,塑性区主要集中在泥化夹层和开挖临空面附近影响区	\	边坡整体基本稳定,坡表未见开裂	\
	暴雨工况	最大变形约 29 mm,坡表产生“溯源式”式拉张裂缝,边坡中前部已形成贯通滑面	变形范围距临空面 60 m,长厚比=60/25=2.4; 塑性区范围距临空面 85 m,长厚比=85/25=3.4	后缘裂缝至临空面距离约 55 m	长厚比=55/25=2.2
第三阶段 (开挖至 437 m 标高)	天然工况	坡脚最大变形约 8.4 mm,塑性区主要集中在泥化夹层和开挖临空面附近影响区	\		
	暴雨工况	最大变形急剧增大,约 199 mm	变形范围距临空面 91 m,长厚比=91/27=3.4 塑性区范围距临空面 115 m,长厚比=115/27=4.3	第三阶段未开挖,待定	

4 结论

(1)该边坡的开挖过程主要分为3个阶段,第一阶段:边坡开挖至445 m标高,揭露泥化夹层①,边坡稳定;第二阶段(现状阶段):边坡开挖至440 m标高,揭露泥化夹层②,发生了顺层滑坡,进而停止了开挖作业;第三阶段(预测阶段):边坡开挖至437 m标高(道路设计标高)时,将揭露泥化夹层③,但目前暂未开挖。

(2)该边坡破坏模式为滑移-拉裂型,在边坡开挖至第二阶段(现状阶段)时,沿层间泥化夹层②发生顺层滑坡,其失稳范围滑体顺层面长度和垂直层面的平均滑体厚度的比值为2,即长厚比为2,目前,该滑坡已停滑。

(3)通过数值模拟分析,边坡在第一阶段和第二阶段模拟的变形破坏情况与边坡实际的变形破坏情况基本一致,因此,可以采用数值模拟方式继续模拟预测第三阶段的变形破坏特征。

(4)通过数值模拟预测分析,在边坡开挖至第三阶段(预测阶段)时,预测其将沿层间泥化夹层③发生更大规模的顺层滑坡,预测其失稳范围滑体顺层面长度和垂直层面的平均滑体厚度的比值为4.3,即长厚比为4.3。在后续的边坡稳定性分析和剩余下滑推力计算中,可按该长厚比进行分析计算,并进而指导支挡工程设计。

(5)针对含多层软弱夹层的顺层岩质边坡的分析,首先通过数值模拟程序,对边坡的历史和现状变形破坏过程进行拟合,并进而预测后续的变形破坏特征,并重点预测最大失稳破坏临界长度(滑体长厚比),这可为类似开挖边坡的评价提供参考,并克服单纯凭经验确定失稳范围的不足。

参考文献(References):

- 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,2009.
- ZHANG Zhuoyuan, WANG Shitian, WANG Lansheng. Principle of Engineering Geology Analysis[M]. Beijing: Geological Press, 2009.
- 刘才华,陈从新. 层状岩质边坡稳定性[M]. 北京:科学出版社,2012.

- LIU Caihua, CHEN Congxin. Layered Rock Slope Stability [M]. Beijing: Science Press, 2012.
- 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.
- 王佳运, 石小亚, 武立, 等. “8.12”山阳滑坡视向滑动成因机理[J]. 西北地质, 2018, 51(3): 232-239.
- WANG Jiayun, SHI Xiaoya, WU li. Formation Mechanism of Apparent Dip Slide in the Shanyang “8.12” Landslide [J]. Northwestern Geology, 2018, 51(3): 232-239.
- 陈春丽, 贺凯, 李同录. 坡脚开挖诱发古滑坡复活的机制分析[J]. 西北地质, 2014, 47(1): 255-260.
- CHEN Chunli, HE Kai, Li Tonglu. Research on the Mechanism of the Ancient Landslide Resurrection Triggered by Slope Toe Excavation [J]. Northwestern Geology, 2014, 47(1): 255-260.
- 张志龙, 李天斌, 赵其华. 二郎山和平沟滑坡成因分析及稳定性评价[J]. 西北地质, 2003, 147(4): 80-89.
- ZHANG Zhilong, LI Tianbin, ZHAO Qihua. The cause and the stability evaluation of Hepinggou Landslide in Erlang Mountain [J]. Northwestern Geology, 2003, 147(4): 80-89.
- 殷跃平. 中国典型滑坡[M]. 北京:大地出版社, 2008.
- YIN Yueping. Typical landslides in China [M]. Beijing: China Land Press, 2008.
- 朱文彬, 刘宝深. 降雨条件下土体滑坡的有限元数值分析 [J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(4): 509-512.
- ZHU Wenbin, LIU Baoshen. Forming and development process of soil landslide during rainfall [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2002, 21(4): 509-512.
- FREDLUND D G, RAHARDJO H. Soil Mechanics for unsaturated soils [M]. China Architecture and Building Press Beijing, Beijing. 1997.
- NG CWW, SHI Q. A numerical investigation of the stability of unsaturated soil slopes subjected to transient seepage [J]. Computers and Geotechnics, 1998, 22(1): 1-22.
- NIETO, A S. Brarany I Catastrophic rain-induced landslides in Rio de Janier, Brazil Mechanisms and contributing factors [J]. Geological Society of America Abstracts with Programs, 1988. 20(7): 144.