

文章编号: 1007-2993(2026)02-0245-09

# 数值模拟分析在滑坡治理工程效果评价中的应用研究

林灿阳

(福建省水文地质工程地质勘察研究院, 福建漳州 363000)

**【摘要】** 龙腾北路 K6+590—K6+770 段边坡于 2022 年 6 月发生严重滑动变形, 根据现场调查情况和勘察成果, 应用 Morgenstern-Price 法对 3 个典型断面进行稳定性计算, 通过分析滑坡成因和稳定性计算结果, 采用应急抢险措施和永久治理措施相结合的滑坡治理方案。应急抢险措施为坡顶设置 4 排微型桩+预应力锚索, 永久治理措施为削坡卸载+预应力锚索框架+预应力锚索抗滑桩+抗滑挡墙。为验证治理措施的效果, 以稳定系数最小的主轴断面(II-II'断面)进行建模分析, 利用有限元法分别分析了该断面在天然工况和暴雨工况下的坡体位移量, 对比治理前后不同工况的坡体位移量可知, 治理后坡体位移显著减小, 滑坡工后实际位移监测成果表明坡体位移已收敛, 滑坡处于稳定状态, 滑坡治理措施合理、有效。

**【关键词】** 稳定性计算; 滑坡治理; 有限元法; 边坡位移; 工后监测

**【中图分类号】** P642.22

**【文献标识码】** A

doi: 10.20265/j.cnki.issn.1007-2993.2024-0475

## Evaluation of landslide treatment effect by numerical simulation analysis

LIN Canyon

(Investigation Institute of Hydrogeology and Engineering Geology of Fujian Province, Zhangzhou 363000, Fujian, China)

**【Abstract】** A severe sliding deformation occurred on the slope of the Longteng North Road section K6+590—K6+770 in June 2022. Based on the field investigation and prospecting results, the Morgenstern-Price method was adopted to conduct stability calculations for three typical sections. Through the analysis of landslide causes and stability calculation results, a landslide treatment scheme combining emergency rescue measures and permanent control measures was proposed. The emergency measures included setting 4 rows of micro-piles with prestressed anchor cables at the slope top, while the permanent measures consisted of slope cutting and unloading, prestressed anchor cable frames, prestressed anchor cable anti-slide piles, and anti-slide retaining walls. To verify the effectiveness of the treatment measures, the main axis section (Section II-II') with the minimum stability coefficient was selected for modeling and analysis. The finite element method was used to analyze the slope displacement under natural and rainstorm conditions, respectively. A comparison of slope displacement before and after treatment under different working conditions showed that the slope displacement was significantly reduced after treatment. The post-construction displacement monitoring results indicated that the slope displacement had converged and the landslide was in a stable state, demonstrating that the adopted landslide treatment measures are reasonable and effective.

**【Key words】** stability calculation; landslide treatment; finite-element method; slope displacement; on-site monitoring

## 0 引言

我国是多山国家, 幅员辽阔, 地形地貌多样, 区域地质条件复杂多变。随着山区公路建设的开展, 山体开挖破坏了自然坡体原有的平衡条件, 形成了较多的地质灾害, 滑坡是最常见的地质灾害, 一旦发生滑坡, 将造成严重的安全威胁和经济损失。因此, 滑坡

灾害治理一直是地质灾害防治研究领域的重要课题。

分析滑坡工程地质条件, 从而摸清其变形机理, 是进行滑坡治理的重要前提<sup>[1-2]</sup>。极限平衡法在边坡稳定性分析中应用广泛, 其定量分析结果对滑坡稳定性评价和防治有直接的指导作用<sup>[3-4]</sup>。有限元法因其强大的计算分析功能而广泛应用于滑坡分析计算, 而

基金项目: 福建省自然科学基金项目(2022J01155)

作者简介: 林灿阳, 男, 1985 年生, 硕士, 高级工程师, 主要从事岩土工程专业技术和地质灾害治理研究工作。E-mail: lcyja8@126.com

选用不同的本构模型,网格大小划分等因素对分析结果均有较大的影响<sup>[5-6]</sup>。有限元可以模拟边坡开挖过程中的不同工况<sup>[7]</sup>,掌握边坡不同工况的稳定情况,从而为各阶段防护加固提供参考。抗滑桩作为支挡加固结构被广泛应用于边(滑)坡加固和治理工程<sup>[8-10]</sup>,通过数值模拟可分析滑坡治理工程中的桩-土相互作用机理<sup>[11-12]</sup>。将极限平衡法和有限元分析法相结合,应用于边坡稳定性分析,二者可以相互补充,从而取得较为理想的分析效果<sup>[13]</sup>。边坡监测与治理工程是相辅相成的,尤其是降雨工况下边坡的实际变形情况需通过实际监测来反映<sup>[14-15]</sup>。

综上,在滑坡防治研究中,地质分析是前提,数值模拟分析是重要的技术手段,而滑坡监测是防治工程信息化设计施工和治理效果检验的重要保证。

本文以龙腾北路 K6+590—K6+770 段滑坡为研究对象,对三个代表性断面采用极限平衡法进行稳定性分析计算,并选择安全系数最小的 II- II' 滑坡主轴断面进行建模分析,利用有限元法对滑坡治理前后不同工况的坡体位移进行数值模拟。分析结果表明,滑坡治理方案是有效的,而滑坡工后实际位移监测成果进一步验证了坡体位移已收敛,滑坡处于稳定状态。

### 1 滑坡概况

2022年5—6月,龙岩市发生了50年一遇的强降雨,其中新罗区最大降雨量达200 mm/d。受此连续强降雨影响,位于龙岩市新罗区的龙腾北路 K6+590—K6+770 段右侧高边坡发生滑坡。滑坡后缘形成近直立下错陡坎,最大下错高度约11 m,陡坎顶部距离既有高压铁塔最近距离约16 m,坡体两侧裂缝已经基本贯通(其中 K6+630—K6+700 段明显下错),坡面防护结构及各级平台出现不同程度的变形开裂,部分防护措施已损毁,坡脚水沟外侧人行步道出现鼓胀等变形迹象;边坡后缘、两侧及前缘剪出口变形特征明显,滑坡周界裂缝基本贯通,已形成典型的圈椅状滑坡(见图1、图2)。



图1 滑坡全貌  
Fig. 1 Landslide panorama

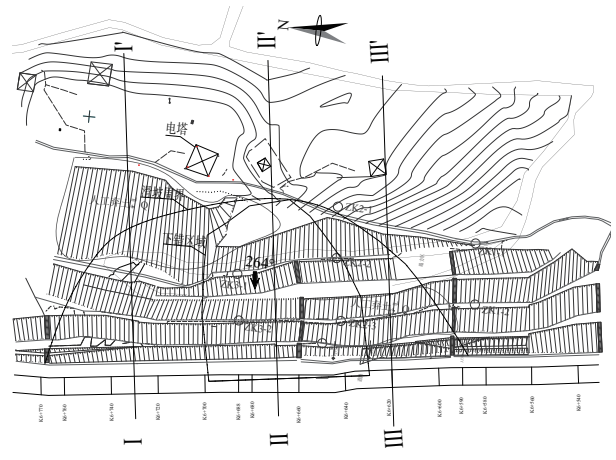


图2 滑坡平面图  
Fig. 2 Schematic diagram of landslide

K6+590—K6+770 段边坡变形体宽度约180 m,最大变形长度约65 m,最大变形厚度约20 m,平均变形厚度约15 m,滑坡变形体体积约 $17.5 \times 10^4 \text{ m}^3$ ,属中型滑坡。

根据勘察成果,滑坡自上而下分布地层主要有:  
①杂填土,揭露厚度1.90~3.40 m;  
②坡残积含砾粉质黏土,揭露厚度1.70~3.30 m;  
③三叠系( $T_3$ )溪口组石碧溪泥岩段泥岩,强风化,呈土状,揭露厚度2.70~15.30 m;  
④块状强风化泥岩,揭露厚度4.50~35.90 m。

边坡产状为 $261^\circ \angle 45^\circ$ ,主滑方向为 $264^\circ$ ,边坡岩体层理产状为 $250^\circ \angle 18^\circ$ ,共有两组节理,节理1产状为 $190^\circ \angle 85^\circ$ ,节理2产状为 $295^\circ \angle 55^\circ$ ,均属张性节理,节理面未大规模贯通,节理面长2~8 m,深0.05~0.2 m,结构面粗糙,除浅部充填泥质外,基本为钙质充填。根据边坡赤平投影分析(见图3),节理2( $295^\circ \angle 55^\circ$ )与坡面小角度相交,该节理面与坡面相交角度与边坡角度相近,对坡体稳定性不利;层理面为小角度顺倾,为控制性最不利结构面,边坡易沿该

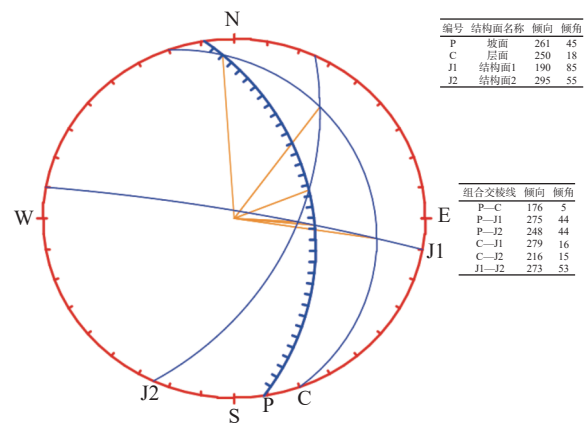


图3 边坡赤平投影分析  
Fig. 3 Stereographic projection

层面发生滑动变形。

## 2 治理措施

### 2.1 稳定性分析

Morgenstern-Price 法为严格的极限平衡分析法,可用于滑面为任意形状的滑坡分析,同时满足滑动面法向和滑动方向力的平衡及对滑面底中点的力矩平衡,以求得最佳解,更符合工程实际。本滑坡为结构面控制的折线形滑坡,各结构面换算视倾角为 75°, 50°, 18°(见表 1),对 3 个代表性断面采用 Morgenstern-Price 法进行稳定性计算,各断面模型尺寸: I-I' 断面为 136 m(长)×61 m(高), II-II' 断面为 128 m(长)×64 m(高), III-III' 断面为 99 m(长)×52 m(高)。各断面模型坡脚水平段自前缘剪出口外延长度不小于 15.0 m,坡顶水平段自后缘裂缝外延长度不小于 15.0 m。

表 1 视倾角转换一览表  
Tab. 1 Viewing angle conversion

代号	结构面名称	倾向/(°)	倾角/(°)	视倾角/(°)
P	坡面	261	45	
C	层理	250	18	18
J1	节理1	190	85	75
J2	节理2	295	55	50

本边坡地下水埋深较大,基本位于滑面以下,故正常工况下地下水对坡体稳定性影响较小;坡体变形的原因系短期内持续降雨入渗坡体造成边坡岩土体饱和、滑体重量加大、边坡岩土体抗剪强度急剧降低,从而导致滑坡的产生。天然工况分析计算时不考虑地下水的影响(地下水位于滑面以下),饱和工况分析计算时采用饱和重度和饱和抗剪强度(相当于地下水位与坡面线齐平,比实际情况更不利)。

不同工况下各断面稳定性计算结果见图 4。

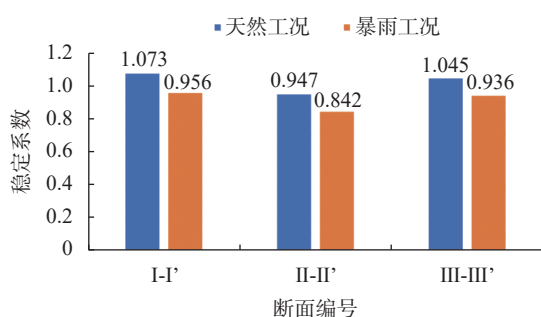


图 4 稳定性计算统计成果

Fig. 4 Statistics of section stability

由图 4 可知,主轴断面 II-II' 稳定系数最小,天然工况和暴雨工况下稳定系数分别为 0.947 和 0.842。II-II' 断面所处位置位于变形最严重区域,处于剧烈

滑动阶段且滑坡周界已完全贯通,天然工况下稳定系数为 0.947 与剧滑阶段稳定系数(0.90 ~ 0.95)较一致,计算结果与实际情况相符。I-I' 断面在天然工况和暴雨工况下稳定系数分别为 1.073 和 0.956, III-III' 断面在天然工况和暴雨工况下稳定系数分别为 1.045 和 0.936,该两断面当前变形周界较明显,处于挤压变形阶段,尚未启动滑动变形,天然工况下稳定系数与挤压阶段稳定系数(1.00 ~ 1.05)基本一致。在暴雨工况下,各断面均加剧变形滑动,促使潜在滑坡两侧裂缝、后缘下错裂缝与前缘剪出口完全贯通,使滑坡处于不稳定状态,急需对滑坡进行整治处理,避免滑坡规模进一步扩大,实现“治早治小”的目标。

### 2.2 应急措施

为保证滑坡的临时稳定,防止滑坡变形进一步加剧,保证坡顶高压电塔的稳定和安全,同时为永久治理争取时间,采取如下应急抢险措施:①在距滑坡后缘大滑壁靠山侧的位置设置 4 排型钢微型桩,桩排距 0.75 m,水平间距 1.0 m,加固宽度 52 m,桩径 250 mm,桩长 25.0 m,孔内插设 16# 工字钢(强度等级为 Q345 级),桩孔灌注 M40 水泥浆,桩顶通设压顶梁,高度 1.0 m;②沿桩顶每 3m 设置一道锚索,锚索长度 25.0 m,锚固段长度 14.0 m,设计拉力 500 kN。

### 2.3 永久措施

根据前述滑坡稳定性分析结果,结合滑坡变形特征,对滑坡采用“削坡卸载+预应力锚索框架+预应力锚索抗滑桩+抗滑挡墙”综合治理措施。以 II-II' 断面为例,滑坡整体按 5 级削坡,自下而上各级边坡具体治理措施如下:①第 1 级坡高 8.0 m,坡率 1 : 0.50,采用抗滑挡墙支挡,挡墙布置长度约 180 m,挡墙高度 10 m(基础埋深 2 m),墙顶宽度 1.5 m,面坡坡率 1 : 0.50,背坡坡率 1 : 0.25,墙体材料为 C25 片石混凝土,坡顶平台宽度 3.5 m;②第 2 级坡高 10.0 m,坡率 1 : 1.00,采用系统锚杆加固,坡顶平台宽度 6.0 m,于平台位置设置锚索抗滑桩,加固范围宽度 160 m,抗滑桩直径  $\phi 2.5$  m,桩长 27 m,桩间距 5.0 m,桩体混凝土强度等级 C35,桩体主筋为 80  $\phi 32$  mm(2 根一束),箍筋为  $\phi 12@200$  mm,加劲筋为  $\phi 20@2000$  mm,钢筋强度等级均为 HRB400,桩顶设置一排 6 束压力分散型预应力锚索,设计拉力值为 500kN、锁定值 400kN,锚孔孔径 150 mm,锚索长度 40.0 m,锚固段长度 15.0 m,锚索注浆体为强度等级 M40 水泥浆;③第 3 级坡高 10.0 m,坡率 1 : 1.00,采用 3 排预应力锚索框架加固,框架梁截面为 500

mm×600 mm, 框架梁混凝土强度等级 C30; 锚索为 6 束压力分散型预应力锚索, 设计拉力值为 500kN、锁定值 450kN, 锚孔孔径 150 mm, 锚索长度均为 37.0 m, 锚固段长度为 15.0 m, 坡顶平台宽度 6.0 m; ④第 4 级坡高 10.0 m, 坡率 1 : 1.00, 采用 3 排预应力锚索框架加固, 框架梁截面为 500 mm×600 mm, 框架梁混凝土强度等级 C30; 锚索为 6 束压力分散型预应力锚索, 设计拉力值为 500kN、锁定值 450kN, 锚孔孔径 150 mm, 锚索长度均为 35.0 m, 锚固段长度为 15.0 m, 坡顶平台宽度 4.0 m; ⑤第 5 级最大坡高 7.0 m, 坡率 1 : 0.75, 采用系统锚杆加固。

II-II' 加固设计断面如图 5 所示。采用如上治理措施后对 II-II' 断面进行稳定性计算, 计算结果如图 6、图 7 所示。根据计算结果可知, 天然工况下其稳定系数为 1.292, 暴雨工况下其稳定系数为 1.140, 均满足《公路路基设计规范》(JTG D30—2015) 的相关要求。

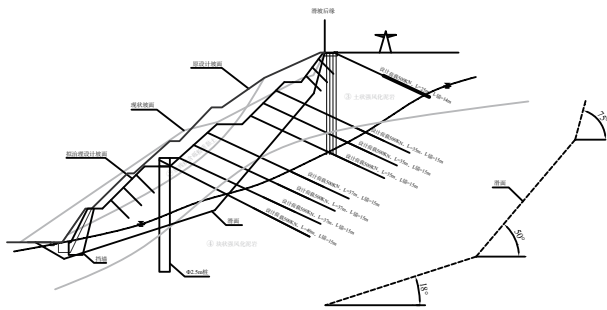


图 5 II-II' 断面设计图

Fig. 5 Section II-II' reinforcement diagram

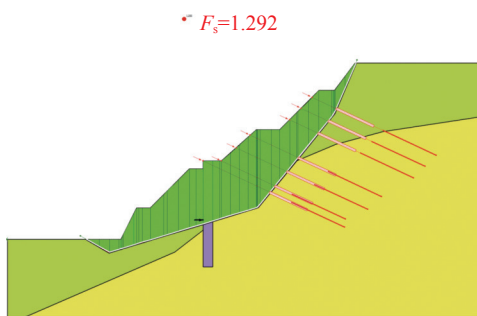


图 6 II-II' 断面加固后稳定系数(天然工况)

Fig. 6 Stability factor of section II-II' after reinforcement (normal conditions)

### 3 滑坡治理效果模拟分析

#### 3.1 分析模型

为了对滑坡治理效果进行验证分析, 采用有限元法对滑坡治理前和治理后的塑性破坏区和位移进行模拟分析, 以稳定系数最小的 II-II' 断面为代表性断面进行建模, 模型尺寸同前, 采用 3 节点单元, 共

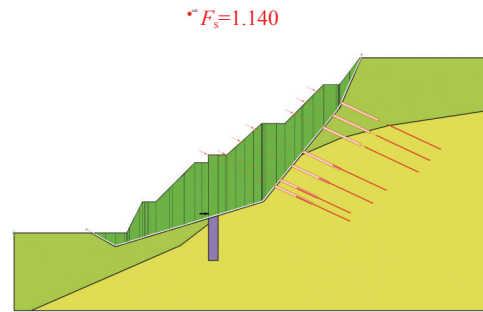


图 7 II-II' 断面加固后稳定系数(暴雨工况)

Fig. 7 Stability factor of section II-II' after reinforcement (rainstorm conditions)

划分 984 个单元, 坡顶、坡面和坡脚为自由面, 其余三侧为固定约束(坡顶、坡脚延伸范围足够大, 破坏范围不会延伸至左右两侧), 滑坡网格模型如图 8 所示。由于坡顶应急抢险措施主要在滑坡后缘外进行, 因此忽略其对滑坡稳定的加固作用。

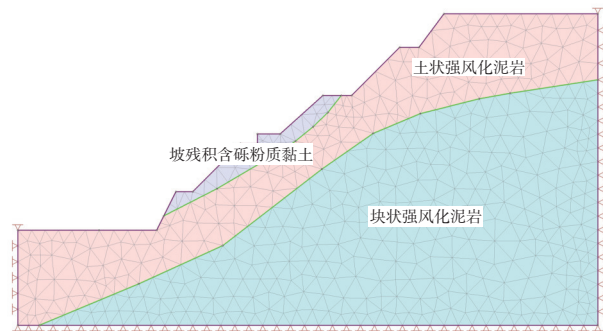


图 8 滑坡二维网格模型图

Fig. 8 2D mesh model of landslide

数值模拟分为天然工况(正常工况)和暴雨工况(非正常工况 1)两个工况, 岩土体物理力学参数依据地勘报告选取, 如表 2 所示。

#### 3.2 治理前滑坡变形模拟分析

##### 3.2.1 治理前塑性破坏区分布

滑坡治理前, 天然工况和暴雨工况下的塑性破坏区分布情况如图 9 和图 10 所示。由图 9 可知, 滑坡治理前在天然工况下的塑性破坏区主要集中在 4 级坡和坡脚区域(应力集中区域), 3 级坡下部在土状强风化泥岩和块状强风化泥岩交界处亦有塑性破坏区, 但应力较小; 而模型右侧界上部塑性破坏区域较大, 可理解为计算时因坡面为自由边界产生位移引起的右侧界位移, 如前文所述, 右侧界距离坡顶距离大且坡顶已采用微型桩进行应急加固, 实际工程中右侧界不存在产生位移变形的可能性, 因此, 对于右侧界产生的塑性区可不予分析。

由图 10 可知, 滑坡治理前在暴雨工况下 1—4 级坡均出现不同程度的破坏, 塑性破坏区范围比天然

表 2 岩土体力学参数表  
Tab. 2 Mechanical parameters of rock-soil mass

土层名称	重度/(kN·m <sup>-3</sup> )		黏聚力c/kPa		内摩擦角φ/(°)		泊松比	杨氏模量/MPa
	天然	饱和	天然	饱和	天然	饱和		
残积土	18.5	19.0	20	18	15	12	0.30	20
土状强风化泥岩	23	23.5	23	19	25	21	0.25	20
块状强风化泥岩	24	24.5	30	25	30	25	0.20	20
中等风化泥岩	24.5	24.8	100	90	70	63	0.10	50

工况范围更大,说明降雨加大了边坡的变形破坏区域;而模型右侧边界变形破坏区与天然工况下的破坏性质基本一致。

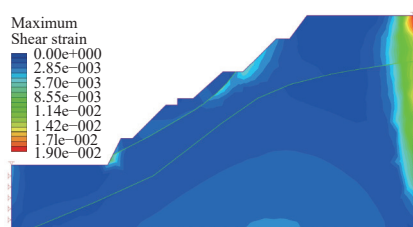


图 9 天然工况下塑性破坏区(治理前)  
Fig. 9 Failure zone under normal conditions (before treatment)

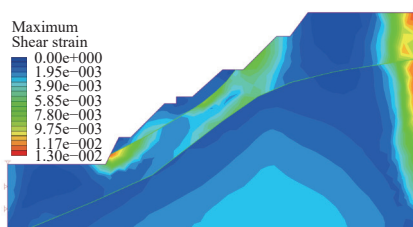


图 10 暴雨工况下塑性破坏区(治理前)  
Fig. 10 Failure zone under rainstorm conditions (before treatment)

### 3.2.2 治理前位移分析

滑坡治理前,天然工况和暴雨工况下的水平位移分布情况如图 11 和图 12 所示。由图 11 和图 12 可知,治理前,在天然工况下滑坡最大水平位移为 36.0 mm,在暴雨工况下滑坡最大水平位移为 81.0 mm,两种工况下最大位移均发生于 3、4 级坡和坡脚,且暴雨工况下水平位移约为天然工况下水平位移的 2.25 倍,此与残积土和土状强风化泥岩遇水易软化崩解特性相符。

滑坡治理前,天然工况和暴雨工况下的竖向位移分布情况如图 13 和图 14 所示。由图 13 和图 14 可知,治理前,在天然工况下滑坡最大竖向位移为 25.5 mm,在暴雨工况下滑坡最大竖向位移为 63.0 mm,两种工况下最大位移均发生于 3、4 级坡和坡脚,而暴雨工况下 2 级坡的竖向位移亦有较大程度增加,

且暴雨工况下竖向位移约为天然工况下竖向位移的 2.8 倍,与滑坡后缘下错形成陡坎的实际情况一致。

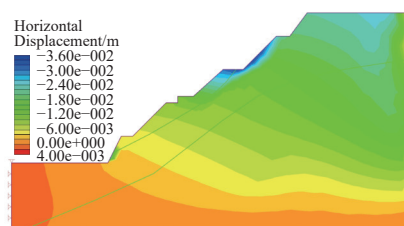


图 11 天然工况下水平位移云图(治理前)  
Fig. 11 Horizontal displacement contour under normal conditions (before treatment)

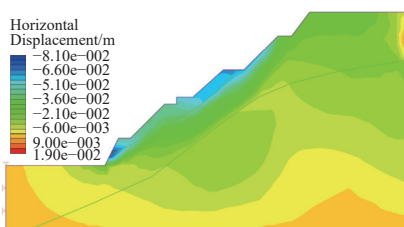


图 12 暴雨工况下水平位移云图(治理前)  
Fig. 12 Horizontal displacement contour under rainstorm conditions (before treatment)

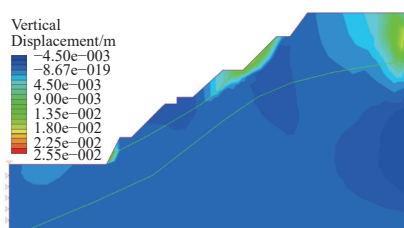


图 13 天然工况下竖向位移云图(治理前)  
Fig. 13 Vertical displacement contour under normal conditions (before treatment)

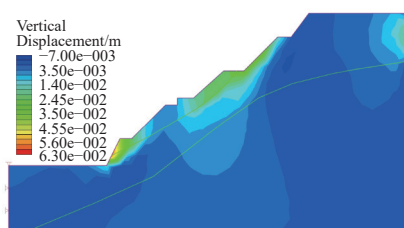


图 14 暴雨工况下竖向位移云图(治理前)  
Fig. 14 Vertical displacement contour under rainstorm conditions (before treatment)

滑坡治理前,天然工况和暴雨工况下的总位移分布情况如图 15 和图 16 所示。由图 15 和图 16 可知,治理前,在天然工况下滑坡最大总位移为 40.0 mm,在暴雨工况下滑坡最大总位移为 100.0 mm,约为天然工况下总位移的 2.5 倍。天然工况下总位移较大区域为 2 级坡中上部至坡顶区域,而暴雨工况下整体边坡均发生较大位移且深入坡脚一定深度,说明在极端降雨条件下,边坡的变形范围更大,基本覆盖全坡面。

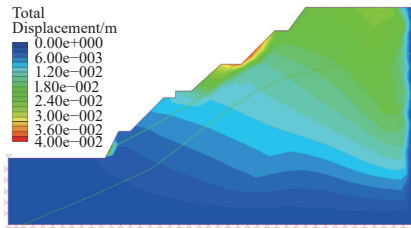


图 15 天然工况下总位移云图(治理前)  
Fig. 15 Total displacement contour under normal conditions (before treatment)

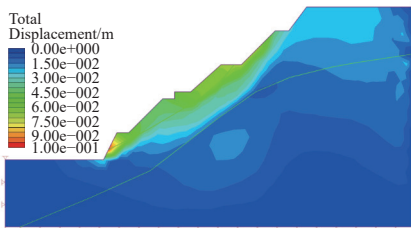


图 16 暴雨工况下总位移云图(治理前)  
Fig. 16 Total displacement contour under rainstorm conditions (before treatment)

### 3.3 治理后滑坡变形模拟分析

#### 3.3.1 治理后塑性破坏区分布

滑坡治理后,天然工况和暴雨工况下的塑性破坏区分布情况如图 17 和图 18 所示。由图 17、图 18 可知,滑坡治理后的塑性破坏区主要集中在 3、4 级坡,3、4 级坡设置了预应力锚索加固且锚固段位于塑性破坏区以外的稳定区域,塑性破坏区已基本被加固,说明加固后滑坡的变形破坏区已有效减少。需要注意的是,暴雨工况下塑性破坏区面积相对天然工况更

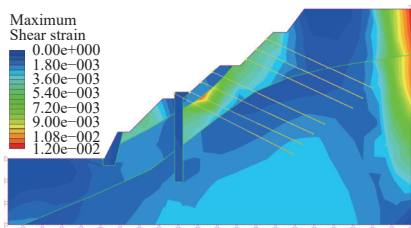


图 17 天然工况下塑性破坏区(治理后)  
Fig. 17 Failure zone under normal conditions (after treatment)

小,此可理解为作为主要支挡结构的抗滑桩和挡墙为被动受力结构,暴雨工况下,此两种支挡结构更好地发挥了支挡作用,更加有效地遏制坡体变形。

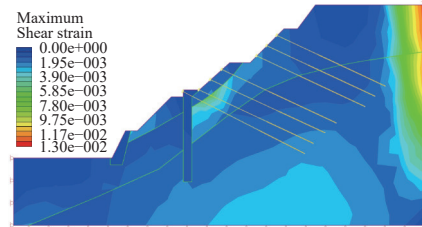


图 18 暴雨工况下塑性破坏区(治理后)  
Fig. 18 Failure zone under rainstorm conditions (after treatment)

#### 3.3.2 治理后位移分析

滑坡治理后,天然工况和暴雨工况的水平位移分布情况如图 19 和图 20 所示。由图 19 和图 20 可知,滑坡治理后,在天然工况下滑坡最大水平位移为 0.0 mm,在暴雨工况下滑坡最大水平位移为 27.0 mm;暴雨工况下最大位移较小,主要发生于 2 级坡坡顶和 3 级坡下部,而 2 级平台设置了锚索抗滑桩,桩底标高位于坡脚以下,暴雨工况下的滑坡水平位移得到了有效控制。

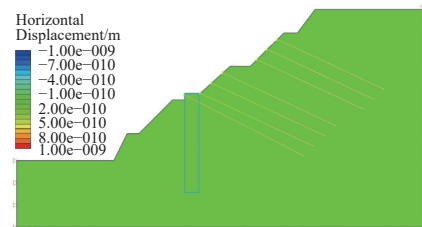


图 19 天然工况下水平位移云图(治理后)  
Fig. 19 Horizontal displacement contour under normal conditions (after treatment)

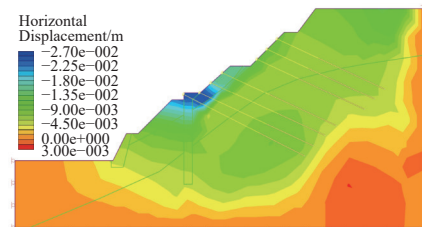


图 20 暴雨工况下水平位移云图(治理后)  
Fig. 20 Horizontal displacement contour under rainstorm conditions (after treatment)

滑坡治理后,天然工况和暴雨工况的竖向位移分布情况如图 21 和图 22 所示。由图 21 和图 22 可知,滑坡治理加固后,在天然工况下滑坡最大竖向位移为 0.0 mm,在暴雨工况下滑坡最大竖向位移为 12.4 mm;暴雨工况下最大位移极小,分布范围主要集中于 2 级坡坡顶和 3 级坡下部,说明 2、3 级坡设

置的预应力锚索抗滑桩和锚索框架已有效地提高边坡的稳定性。

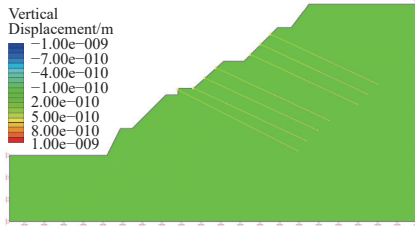


图 21 天然工况下竖向位移云图(治理后)  
Fig. 21 Vertical displacement contour under normal conditions (after treatment)

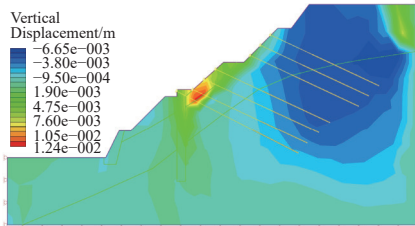


图 22 暴雨工况下竖向位移云图(治理后)  
Fig. 22 Vertical displacement contour under rainstorm conditions (after treatment)

滑坡治理后,天然工况和暴雨工况的总位移分布情况如图 23 和图 24 所示。由图 23 和图 24 可知,滑坡治理加固后,在天然工况下滑坡最大总位移为 0.0 mm,在暴雨工况下滑坡最大总位移为 30.0 mm,暴雨工况下最大位移主要发生于 2 级坡以上区域,但位移量较小。

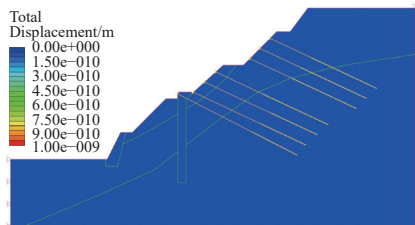


图 23 天然工况下总位移云图(治理后)  
Fig. 23 Total displacement contour under normal conditions (after treatment)

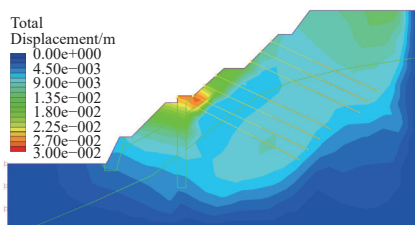


图 24 暴雨工况下总位移云图(治理后)  
Fig. 24 Total displacement contour under rainstorm conditions (after treatment)

滑坡治理后天然工况下最大水平位移由治理前的 36.0 mm 减少至 0.0 mm,最大竖向位移由治理前

的 25.5 mm 减少至 0.0 mm,最大总位移由治理前的 40.0 mm 减少至 0.0 mm;暴雨工况下最大水平位移由治理前的 81.0 mm 减少至 27.0 mm,竖向位移由治理前的 63.0 mm 减少至 12.4 mm,总位移由治理前的 100.0 mm 减少至 30.0 mm。对比治理前后两种工况下的位移量可知,治理后的滑坡位移大幅度地减小,说明滑坡治理措施合理、有效。

#### 4 滑坡位移监测

为了对治理后的滑坡进行监测并检验滑坡治理效果,在坡顶和抗滑桩区域各设置 3 个地表位移监测点(见图 25),监测其水平和垂直位移,各位移监测点水平位移和竖向位移历时曲线如图 26 和图 27 所示。由监测数据可知,滑坡治理前期滑坡位移增量较小,受削坡卸载、桩坑开挖扰动、锚固工程施工等因素的影响,滑坡治理期间位移增量较大,治理工程竣工后(2023 年 10 月底)位移量不再增加,变形趋于稳定,说明滑坡治理效果良好,有效地遏制了滑坡变形。

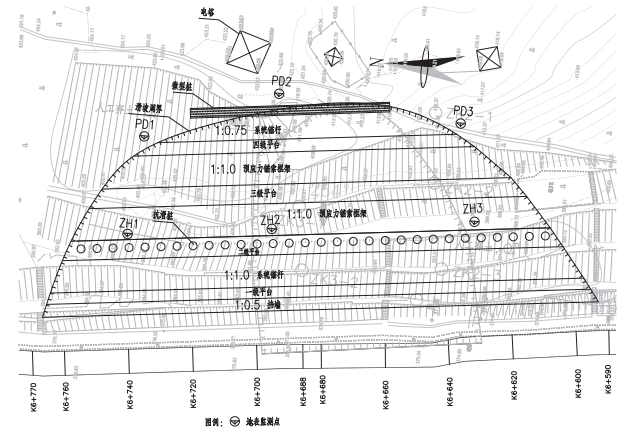


图 25 地表位移监测点布置  
Fig. 25 Layout of surface displacement monitoring

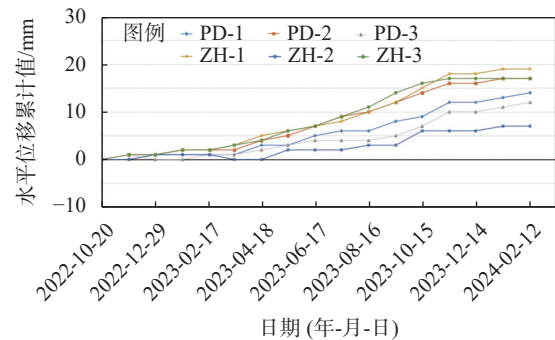


图 26 滑坡水平位移历时曲线  
Fig. 26 Horizontal displacement monitoring diagram

#### 5 滑坡治理效果分析

根据滑坡稳定性计算成果及滑坡治理效果模拟分析成果可知,在天然工况和暴雨工况下,治理后滑坡稳定系数有较大幅度的提高,坡体水平位移、竖向

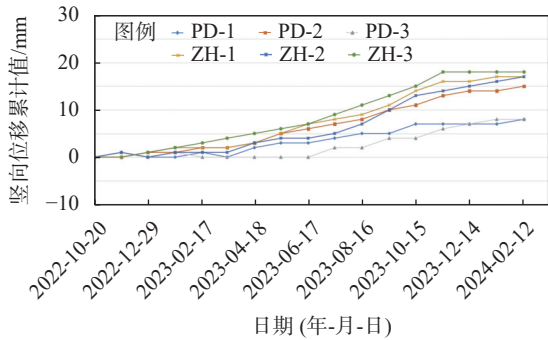


图 27 滑坡竖向位移历时曲线

Fig. 27 Vertical displacement monitoring diagram

位移和总位移在治理后均有较大幅度的减少(见表 3)。由表 2 可知,天然工况下,治理后滑坡稳定系数由治理前的 0.947 提高至 1.292,提高了 36.4%;而坡体最大水平位移、竖向位移和总位移治理后均为 0.0 mm。暴雨工况下,治理后滑坡稳定系数由治理前的 0.842 提高至 1.140,提高了 35.4%;坡体最大水平位移由 81.0 mm 降低至 27.0 mm,降低了 66.7%;坡体最大竖向位移由 63.0 mm 降低至 12.4 mm,降低了 80.3%;坡体最大总位移由 100.0 mm 降低至 30.0 mm,降低了 70.0%。滑坡位移监测成果也验证了计算和模拟结果,充分验证了滑坡治理措施的有效性。

表 3 滑坡治理前后位移对比分析表

Tab. 3 Comparative analysis table before and after landslide treatment

工况	治理阶段	稳定系数	最大水平位移/mm	最大竖向位移/mm	最大总位移/mm
天然工况	治理前	0.947	36.0	25.5	40.0
	治理后	1.292	0.0	0.0	0.0
	提高或降低幅度	36.4%			
暴雨工况	治理前	0.842	81.0	63.0	100.0
	治理后	1.140	27.0	12.4	30.0
	提高或降低幅度	35.4%	66.7%	80.3%	70.0%

## 6 结论

本文以龙腾北路 K6+590—K6+770 段滑坡为例,在现场详细踏勘和分析地质勘察资料的基础上,采用极限平衡法对滑坡稳定性进行分析,并采用有限元分析法对滑坡治理前后的位移进行模拟分析,两种方法分析结果均与滑坡实际情况相吻合。滑坡治理工程实际监测成果验证了数值分析结论,从而表明采取的治理加固措施可行、有效。主要结论如下:

(1)通过调查、分析判断滑坡当前变形现状,采用极限平衡法对 3 个典型代表断面进行稳定性分析,分析结果表明滑坡主轴断面稳定系数最小、其余断

面稳定系数较大,与主轴断面处于剧滑阶段、其余断面处于挤压变形阶段的特征一致。

(2)根据稳定分析结果采用应急措施和永久措施相结合的滑坡治理方案,其中应急措施采用“微型桩+预应力锚索”的方案;永久措施采用“削坡卸载+预应力锚索框架+预应力锚索抗滑桩+抗滑挡墙”综合治理方案。

(3)采用有限元模拟分析滑坡治理前后的位移变形,分析结果表明不同工况下治理后的滑坡位移大幅度地减小,说明滑坡治理措施合理、有效。

(4)滑坡监测结果表明,滑坡治理前期滑坡位移增量较小,滑坡治理期间位移增量较大,治理工程竣工后位移量不再增加,变形趋于稳定。实测监测结果与有限元数值模拟结论较一致,说明采用有限元模拟滑坡的变形是可行的,也说明了采用的滑坡治理措施有效地遏制了滑坡变形,治理效果良好。

## 参 考 文 献

- [1] 黄润秋,张伟锋,裴向军. 大光包滑坡工程地质研究[J]. 工程地质学报, 2014, 22(4): 557-585. (HUANG R Q, ZHANG W F, PEI X J. Engineering geological study on Daguangbao landslide[J]. Journal of Engineering Geology, 2014, 22(4): 557-585. (in Chinese))
- [2] 邢 军,董小波,贺晓宁. 隧道洞口滑坡工程地质问题与变形机理研究[J]. 灾害学, 2018, 33(S1): 14-17, 29. (XING J, DONG X B, HE X N. Study on engineering geological problems and deformation mechanism of tunnel portal landslide[J]. Journal of Catastrophology, 2018, 33(S1): 14-17, 29. (in Chinese))
- [3] 蒋 鑫,高小峰,邱延峻. 斜坡软弱地基路堤复式滑面的极限平衡法判识[J]. 铁道学报, 2014, 36(8): 91-97. (JIANG X, GAO X F, QIU Y J. Judgement of composite slip surface of embankment over sloped weak ground with limit equilibrium method[J]. Journal of the China Railway Society, 2014, 36(8): 91-97. (in Chinese))
- [4] 乔 翔. 基于极限平衡法的高边坡稳定性分析及处治措施[J]. 铁道建筑, 2017, 57(8): 89-93. (QIAO X. Stability analysis and treatment measures of high slope based on limit equilibrium method[J]. Railway Engineering, 2017, 57(8): 89-93. (in Chinese))
- [5] 朱维伟,黄 新. 边坡稳定有限元分析中相对网格大小对安全系数的影响[J]. 河南科学, 2011, 29(6): 703-706. (ZHU W W, HUANG X. Influence of relative grid height on safety factor in slope stability analysis with finite element method[J]. Henan Science, 2011, 29(6): 703-706. (in Chinese))
- [6] 王新龙,潘旦光,吴顺川. 强度折减法在土质边坡有限

- 元分析中的应用 [J]. 路基工程, 2014(4): 98-101,107. (WANG X L, PAN D G, WU S C. Application of strength reduction method in FEM analysis of soil slope[J]. Subgrade Engineering, 2014(4): 98-101,107. (in Chinese))
- [ 7 ] 张坤勇, 李广山, 李旺林, 等. 南水北调南干渠边坡有限元稳定性分析 [J]. 河北工程大学学报 (自然科学版), 2016, 33(4): 27-32. (ZHANG K Y, LI G S, LI W L, et al. Finite element stability analysis on slope of south main canal of south to north water diversion project[J]. Journal of Hebei University of Engineering (Natural Science Edition), 2016, 33(4): 27-32. (in Chinese))
- [ 8 ] 罗根传, 何忠明, 曾 铃. 高速公路改扩建工程边坡抗滑桩加固效果数值分析 [J]. 中南大学学报 (自然科学版), 2015, 46(6): 2244-2249. (LUO G C, HE Z M, ZENG L. Numerical analysis of reinforcement effect of slope anti-slide pile on expressway reconstruction projection[J]. Journal of Central South University (Science and Technology), 2015, 46(6): 2244-2249. (in Chinese))
- [ 9 ] 陈建峰, 陈思贤, 杜长城, 等. 抗滑桩-锚索框架组合结构受力机制研究 [J]. 铁道工程学报, 2021, 38(5): 7-12. (CHEN J F, CHEN S X, DU C C, et al. Research on the mechanical mechanism of composite structure of anti-slide pile and anchor cable frame beam[J]. Journal of Railway Engineering Society, 2021, 38(5): 7-12. (in Chinese))
- [10] 柴贺军. 关于公路路堑边坡治理工程的若干思考 [J]. 公路交通技术, 2004, 20(3): 11-14,22. (CHAI H J. Analyses on issues of road slope treatment engineering[J]. Technology of Highway and Transport, 2004, 20(3): 11-14,22. (in Chinese))
- [11] 阿布都赛米·阿布都热西提. 基于 FEM 抗滑桩对土质和岩质边坡稳定性影响分析 [J]. 水科学与工程, 2019(3): 71-74. (ABDUREXITI A. Analysis of soil and rock slope stability influence by anti-slide piles position based on FEM[J]. Water Sciences and Engineering Technology, 2019(3): 71-74. (in Chinese))
- [12] 徐文刚, 辛 力, 余旭荣, 等. FLAC3D 桩结构单元模拟抗滑桩参数取值探讨 [J]. 岩土工程技术, 2023, 37(2): 168-173. (XU W G, XIN L, YU X R, et al. Discussion of parameters setting for pile structural element in anti-slide pile simulation with FLAC3D[J]. Geotechnical Engineering Technique, 2023, 37(2): 168-173. (in Chinese))
- [13] 杨和平. 极限平衡法与有限元强度折减法对某公路边坡挡土墙稳定性分析 [J]. 公路工程, 2012, 37(3): 180-183. (YANG H P. Stability analysis of the retaining wall for highway slope based on the limit equilibrium method and the strength reduction finite element method[J]. Highway Engineering, 2012, 37(3): 180-183. (in Chinese))
- [14] 余寿全, 鲁 明, 王 良, 等. 某高岩质边坡治理与监测实例分析 [J]. 地下空间与工程学报, 2017, 13(S2): 784-790. (YU S Q, LU M, WANG L, et al. Case analysis on treatment and monitoring of a high rock slope[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2017, 13(S2): 784-790. (in Chinese))
- [15] 汤鹏举, 阙宏宇, 王诗元, 等. 降雨工况下超高黄土边坡稳定性分析 [J]. 路基工程, 2023(6): 59-65. (TANG P J, QUE H Y, WANG S Y, et al. Stability analysis of ultra-high loess slopes under rainfall condition[J]. Subgrade Engineering, 2023(6): 59-65. (in Chinese))

收稿日期: 2024-10-21