

文章编号: 1007-2993(2022)06-0469-08

# 复杂条件下路堑边坡失稳变形 机制分析和治理设计

王瑞春 王雪彤

(广州市市政工程设计研究总院有限公司, 广东广州 510060)

**【摘要】** 以广州花都某高速公路滑坡治理工程为例, 对同时存在软弱夹层和多级滑面的顺层路堑边坡变形失稳机制及稳定性进行了综合分析和判定。在碎石反压应急处理的基础上, 结合反压体分别采用极限平衡法和有限元法进行边坡分析计算, 考虑各种制约因素后采用预应力锚索和圆形抗滑桩综合治理措施。根据施工和运营期间监测情况可知, 滑坡治理效果良好。

**【关键词】** 软弱夹层; 多级滑面; 路堑边坡; 滑坡; 圆形抗滑桩; 反压应急处理

**【中图分类号】** P 642.22; TU 457

**【文献标识码】** A

doi: 10.3969/j.issn.1007-2993.2022.06.009

## Instability and Deformation Mechanism Analysis and Treatment Design of Cutting Slope under Complex Conditions

Wang Ruichun Wang Xuotong

(Guangzhou Municipal Engineering Design and Research Institute Co., Ltd., Guangzhou 510060, Guangdong, China)

**【Abstract】** Taking landslide treatment of an expressway in Huadu, Guangzhou as an example, the instability and deformation mechanism of bedding cutting slope with soft interlayer and multistage sliding surface was analyzed, and the stable state of slope was determined. On the basis of the emergency treatment of gravel back pressure, combined with the back pressure body, limit equilibrium method and finite element method were used to analyze and calculate. Considering all kinds of restraining factors, the comprehensive treatment measures of prestressed anchor cable and circular anti-slip pile were adopted. According to the monitoring situation during construction and operation, the landslide treatment is effective.

**【Key words】** soft interlayer; multistage slip surface; cutting slope; landslide; circular anti-slip pile; back pressure emergency treatment

### 0 引言

山区公路建设和运营经常遇到滑坡等地质灾害, 需对滑坡机制进行分析并采取相应的治理措施。针对含软弱夹层斜坡稳定问题, 任超等<sup>[1]</sup>分析了重庆某砂岩顺层滑坡的地质成因及滑动机理, 并采用抗滑桩结合预应力锚索作为主要抗滑支挡结构进行滑坡处治; 方仁印等<sup>[2]</sup>通过对某山区高速公路顺层滑坡的成因分析, 介绍了采取预应力锚索抗滑桩技术在滑坡中的成功应用; 孙建国等<sup>[3]</sup>对某高速公路深路堑顺层边坡稳定性及其影响因素进行了较为全面的分析, 提出了滑坡综合治理措施; 陈观明<sup>[4]</sup>以杭深线某顺层路堑边坡为例, 通过模拟分析顺层岩质边坡应力场、位移场及剪切区分布情况, 研究了顺层岩质边坡的滑坡

机理; 傅旭东等<sup>[5]</sup>对含软弱夹层的岩体强度及破坏模式进行了理论和试验研究。关于存在多级滑面的滑坡治理问题, 罗永忠等<sup>[6]</sup>以国道 108 线广(元)南段某特大型滑坡为例, 阐述滑坡体内多级滑面特征, 分析该滑坡前期工程治理失败的原因, 提出了综合防治措施; 杨建成等<sup>[7]</sup>提出一种新的局部强度折减法, 可以求得多级边坡的潜在滑动面, 通过算例验证了该方法的可行性; 赵建国等<sup>[8]</sup>从工程地质和数值分析角度对某堆积体滑坡形成机制及稳定性展开了研究。

对于顺层边坡, 如同时存在软弱夹层和多级滑面, 则其失稳变形机制更为复杂, 治理难度加大; 一旦发生滑坡, 经反压应急处理之后, 如何利用反压体实施永久防护, 也需反复进行技术经济比选, 考虑周密。

**作者简介:** 王瑞春, 男, 1974 年生, 汉族, 广西玉林人, 博士, 正高级工程师。主要从事道路和岩土工程设计工作。E-mail: 13825032207@139.com

同时具备上述复杂条件的路堑边坡滑坡治理方面的研究和工程实例较少。此外,以往滑坡治理采用的抗滑桩大多是矩形桩,圆形抗滑桩由于受水平力性能较差、配筋计算复杂、桩后土拱效应差、技术指标不经济等优点,应用得较少。但机械成孔圆形抗滑桩施工也有安全、快速、污染小等优点,在特定条件下适合采用,国内学者对此也进行了相关研究<sup>[9-13]</sup>。本文以广州某高速公路滑坡病害治理为研究对象,分析其失稳变形机制,结合场地制约因素提出了合理可行的治理方案,可为类似的工程提供参考。

## 1 工程概况

广州市花都区某双向六车道高速公路 K10+710—K10+790 为路堑段,紧邻广佛环线城际铁路。长约 150 m,最大坡高 34 m。原设计为三级放坡,每级坡高 10 m,坡率均为 1:1.25,一级坡采用挂网喷射砼防护,二级坡采用人字形骨架+喷播植草防护,三级坡采用喷播植草防护,分级平台宽 2 m。该边坡于 2019 年 11 月完成施工。

### 1.1 地形地貌和地质构造

本边坡所在区域属丘陵地貌,位于飞来岭东北侧斜坡,后侧分水岭标高 122 m。由坡残积土和强风化岩构成,属土质边坡和Ⅳ类岩质边坡。坡体植被茂密,生长乔木、灌木、杂草等,坡度约 10°~30°,总体倾向 15°~16°。

边坡位于粤中增城隆起区西侧,北东向、北西向和东西向区域性断裂构成区内构造主体格架。根据区域地质资料和钻孔揭露,边坡所在区域无断裂经过。距离本区域较近的断裂为西北部约 0.5 km 的广从断裂,及东南部约 1.7 km 的次生断裂龙陂断裂,对本边坡无影响。

### 1.2 地层岩性

边坡岩土层按地质年代、成因类型自上而下可划分为坡积土层(Q<sup>al</sup>,层号 1)、残积土层(Q<sup>el</sup>,层号 2)、下白垩统白鹤洞组(K<sub>1</sub>b,层号 3)三大部分,与滑坡有关各岩土层的分布和特征分述如下:

(1)粉质黏土(Q<sup>al</sup>):土黄色,可塑—硬塑状,主要由粉黏粒构成。分布于边坡表层,层顶埋深为 0.00 m,厚度 2.10~3.40 m。

(2)粉质黏土(Q<sup>el</sup>):褐黄、紫红、灰白色,稍湿,硬塑状,黏性一般,遇水易软化崩解,为泥质粉砂岩残积土。本层分布于边坡顶部,层顶埋深为 0.00~3.40 m,厚度 1.70~3.00 m。

(3)全风化岩带(K<sub>1</sub>b,3-1):岩性为泥质粉砂岩,

紫红色,岩石风化强烈,呈坚硬土状,遇水易软化崩解。层顶埋深 0.00~6.40 m,层厚 2.50~3.80 m。

(4)强风化岩带(K<sub>1</sub>b,3-2):岩性包括砾岩和泥质粉砂岩,褐黄、灰褐、紫红色,风化较强烈,强风化砾岩多呈土夹碎块状、碎块状;泥质粉砂岩多呈半岩半土状、少量短岩柱状,土状遇水较易软化崩解,产状近水平。层顶埋深为 0.00~10.20 m,厚度 1.00~20.30 m,其中泥质粉砂岩层厚 0.70~1.50 m。

(5)中等风化岩带(K<sub>1</sub>b,3-3):岩性主要为砾岩,部分为泥质粉砂岩。砾岩岩芯呈青灰、褐黄色,泥质粉砂岩岩芯呈紫红色,岩体基本质量等级为Ⅳ类。揭露层顶埋深为 6.70~25.20 m,揭露厚度为 3.90~29.00 m。

(6)微风化岩带(K<sub>1</sub>b,3-4):岩性主要为泥质粉砂岩,紫红色,岩质较软,岩石较完整,岩体基本质量等级为Ⅳ类。揭露层顶埋深为 10.60~43.70 m,揭露厚度为 1.90~9.80 m。

### 1.3 气象和水文地质条件

#### (1)气象

本区域位于北回归线以南,属亚热带季风气候区。每年的 4 月—9 月为本区的雨季,强降雨或连续降雨对边坡的稳定性造成不利影响。

#### (2)水文地质条件

本区域位于丘陵斜坡中,区内地表水系不发育,现场调查未见湿地及泉水,但降雨会形成短时坡面流水。第四系孔隙水不发育,富水性贫乏,补给来源主要为大气降水。雨水形成的坡面流对坡体存在渗透、冲刷作用,构成坡体的强风化岩多呈土夹碎块状、碎块状,岩石破碎,裂隙发育,有利于雨水下渗,对边坡的稳定性存在不利影响。

基岩裂隙水补给来源主要为大气降水补给,并向坡脚排泄。由于本区地形起伏较大,排泄条件较好,径流途径和循环途径均较短。

地下水位埋深为 2.20~38.20 m。枯水期边坡稳定地下水位低于人工边坡坡脚,但降雨期间(特别是连续强降雨)雨水可通过坡面流下渗至坡面以下约 3 m 形成短时水位。根据区域水文地质资料进行分析,勘察区地下水位动态变化约 3~10 m。

### 1.4 地震

根据钻探揭露和《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)(2016 年版),勘察区建筑场地类别为Ⅱ类,抗震设防烈度为 7 度,设计基本地震加速度值为 0.10g,设计地震分组为第一组,地震动反映谱特征周期 0.35 s。本区属低震级地震多发区,地震基本

烈度Ⅶ度区,区域地壳稳定性属基本稳定。

## 2 滑坡变形过程、特征和原因分析

### 2.1 滑坡变形过程

2020年5月22日,现场巡查发现K10+710附近右侧边沟局部坍塌。6月8日,K10+740—K10+760右侧边沟沟壁发生倾斜,碎落台出现裂缝,堑顶线外侧约4m处发现较长裂缝,连夜对碎落台裂缝进行砂浆封闭,对坡顶裂缝进行黏土回填压实后采用彩条布覆盖。6月9日下午,K10+740—K10+760右侧边坡坡脚水沟发生坍塌,立即疏通坡脚排水沟,并采用塑料布对坡脚覆盖。6月10日,参建单位联合对边坡进行现场巡查,在坡顶外约40m位置发现长大裂缝,决定立即对K10+720—K10+820边坡坡脚采用碎石进行反压,根据常规经验,反压体宽7m、高4m,当天完成施工。随后开展补勘和监测工作,在约2个月的监测期内,测得边坡深层位移最大值为13mm,后不再发展。

### 2.2 滑坡调查和变形特征分析

滑坡平面示意图见图1。

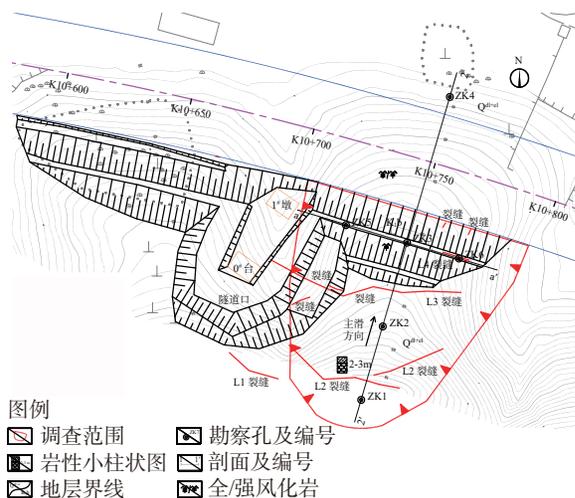


图1 滑坡平面示意图

滑坡体位于道路南侧,主滑方向约为NE15°,滑坡主轴长约85m,最大宽度约80m。因变形轻微,滑坡周界不清晰,平面形态大致为圈椅状。小桩号一侧为广清城际铁路,大桩号一侧为冲沟(见图1)。

滑坡前缘位于坡脚排水沟位置,沟壁已局部倒塌,路肩未发生隆起,坡脚以上3~5m高度范围坡面钢筋网砼护面发生轻微鼓起,坡面多处出现张拉裂缝,具体描述见表1。前缘剪出口和裂缝情况见图2—图4。

经坡脚反压,变形基本不再发展,立即对滑坡范围进行补勘。沿主滑方向布置一条勘探断面共计四

表1 裂缝调查情况一览表

编号	位置	基本特征描述
L1	堑顶线以外47m	裂缝长约25m,宽1~2cm,走向106°~132°
L2	堑顶线以外30~40m	裂缝呈弧形,长约69m,宽约10cm
L3	堑顶线以外4m	裂缝长78m、宽3cm,走向100°~105°
L4	一级边坡平台	裂缝长约5m,宽度0.1~0.5cm,走向与边坡平行,近似直线状



图2 滑坡后缘裂缝L2



图3 一级平台裂缝L4



图4 边沟处滑坡前缘剪出口

个钻孔(编号为ZK1—ZK4,其中一个为既有钻孔);沿一级平台布置一条勘探断面共计三个钻孔(编号为ZK5、ZK3、ZK6)。随后利用钻孔ZK1—ZK3进行深层水平位移监测,每个孔设置8个固定式测斜仪。监测结果表明,从6月27日至8月25日,1#孔位移突变处理深约4m,最大水平位移13mm;2#孔位移突变处理深21m,最大水平位移12mm;3#孔位移无明显突变,深度0~6m水平位移3mm,深度6~10m水平位移1~2mm。

结合地表裂缝分布情况、勘察和深孔位移监测结果,可以推断:本滑坡存在多层滑面,浅、中层滑面可视为圆弧形,深层滑面大致为折线形;剪出口集中于坡脚位置。浅层滑面埋深约3~6m,中层滑面埋深约12~17m;深层滑面位移最大,最大埋深约23m,应按此滑面进行抗滑支挡计算。滑坡体积约 $1.2 \times 10^5 \text{ m}^3$ ,为中型厚层滑坡。滑体主要由坡残积土和强风化砾岩组成。典型地质剖面 and 推断滑面分布情况见图5。

治理施工过程中,在一级坡锚索孔钻进约20m

时(相当于上述中层滑面位置),发现该处土体含水量高,近似软泥,导致钻进困难,可知该处为一滑面,符合上述判断。

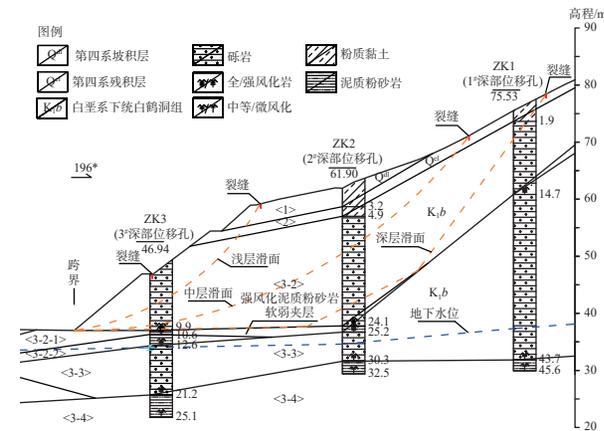


图5 典型地质剖面图

## 2.3 失稳变形机制分析

### 2.3.1 地形地貌因素

边坡地貌单元为低山丘陵,南高北低,坡度较缓,约为 $10^{\circ} \sim 30^{\circ}$ ,倾向与道路走向大致垂直,该坡度易产生牵引式滑坡。坡顶植被茂密,强降雨时,地表雨水吸收量大,不利于坡体稳定。

### 2.3.2 地层岩土体因素

坡体上部覆盖层为粉质黏土和强风化砾岩。这两种土体结构松散,易透水。滑床为中等风化砾岩,深层滑面呈折线形。滑床前部,强风化砾岩与中等风化砾岩层面发育有一层水平状的半岩半土状泥质粉砂岩,层厚 $0.70 \sim 1.50$  m,该层遇水易软化崩解,成为软弱夹层。滑床后部,中等风化砾岩层面倾向 $15^{\circ} \sim 16^{\circ}$ ,与道路走向大致垂直,倾角约 $34^{\circ} \sim 39^{\circ}$ ,为顺倾层面,当外部条件合适时,易发展成为滑面。

### 2.3.3 水文地质因素

上覆粉质黏土和强风化砾岩易透水,而中等风化砾岩不透水,在强降雨作用下,雨水迅速下渗,沿着中等风化砾岩层面汇聚于坡体下部;由于一级坡采用了喷射砼护面,加上泄水管排水效果有限,地下水无法及时排出,导致地下水位迅速上升,孔隙水压力增大的同时,坡脚部位发生软化,不利于边坡稳定。

土体含水量增加,重度增大,抗剪强度减低,而且雨水下渗产生的动水压力会增大下滑力,于是边坡稳定系数不断下降,边坡便会发生失稳迹象,继续发展便会产生滑坡。

### 2.3.4 工程建设因素

高速公路从北侧坡脚通过,最大开挖宽度 $70$  m,最大开挖高度 $34$  m。路基开挖之后,抗滑段减小,边

坡稳定性降低;同时,临空面的存在,使潜在滑面下移和后移,与前述几个因素结合,当条件合适时,触发抗剪强度最薄弱面,从而导致边坡变形失稳。

根据上述分析,可知本滑坡为牵引式滑坡。滑坡前部先产生变形,中后部滑体失去支撑,同时受到牵引,跟随滑动,从而出现多层滑面。

## 3 滑坡稳定性判别和计算参数

### 3.1 稳定性判别

根据《公路滑坡防治设计规范》(JTG/T 3334—2018)第5.1.5条,结合滑坡形态特征,判定路堑边坡在暴雨工况下,边坡不稳定,稳定系数约为 $0.98 \sim 1.0$ ;坡脚实施反压之后,边坡处于欠稳定状态,稳定系数约为 $1.01 \sim 1.02$ 。碎石反压体可提供的抗滑力约 $250$  kN。

根据《公路滑坡防治设计规范》(JTG/T 3334—2018)第5.2.3条,取正常工况安全系数为 $1.25$ 、暴雨工况安全系数为 $1.15$ ,进行滑坡治理设计。根据《公路工程抗震规范》(JTGB02—2013)第8.2.1条,不作抗震稳定性验算。

根据补勘成果,结合暴雨工况下反压前后边坡稳定性判别,反算抗剪强度参数,确定岩土体参数。

### 3.2 计算参数

结合土工试验、反算和本地经验,确定边坡岩土体主要物理力学参数(见表2)。

## 4 滑坡治理计算与分析

确定滑坡治理方案时,考虑以下制约因素:

(1)由于征地困难,无法采用放缓坡的方式,考虑采取抗滑桩、锚索框架等坡体加固方案。

(2)为了降低施工措施费用,应充分利用现有的碎石反压体作为施工作业平台,抗滑桩桩顶宜设在反压体顶面附近,即坡高 $5$  m的位置。

(3)由于悬臂段长度只有 $5$  m左右,为了防止滑坡越顶,需在坡体中上部设置预应力锚索,在消减部分下滑力的同时,可有效阻止中浅层滑面的产生。

由于该滑坡条件复杂,采用极限平衡法(传递系数法)和有限元法两种方法分别进行计算分析,求解剩余下滑力和稳定系数,验证对于滑面位置的判断是否合理,并计算边坡土体、支护结构的内力和变形,分析边坡加固效果。

### 4.1 极限平衡法

采用《公路滑坡防治设计规范》(JTG/T 3334—2018)第5.4.9条公式计算剩余下滑力:

$$T_i = F_s W_i \sin \alpha_i + \psi_i T_{i-1} - W_i \cos \alpha_i \tan \varphi_i - c_i L_i \quad (1)$$

表 2 岩土体主要物理力学参数

地层名称	地层编号	重度 $\gamma/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$		饱和快剪		变形模量 $E_0/\text{MPa}$	泊松比 $\nu$
		天然	饱和	黏聚力 $c/\text{kPa}$	内摩擦角 $\phi/(\text{°})$		
粉质黏土	1	18.5	18.8	16	12	24	0.30
粉质黏土	2	18.3	19.3	15	13	32	0.28
强风化砾岩	3-2	21.0	21.2	30	18	280	0.22
强风化泥质粉砂岩	3-2-1	19.3	19.7	10	7.5	120	0.24
强风化泥质粉砂岩	3-2-1	19.5	19.8	10	7.5	130	0.24
中等风化砾岩	3-3	24.5	25.5	120	25	1000	0.19
中等风化泥质粉砂岩	3-3-1	20.0	21.0	50	24	300	0.23
微风化泥质粉砂岩	3-4	22.0	22.5	50	24	800	0.2

$$\psi_i = \cos(\alpha_{i-1} - \alpha_i) - \sin(\alpha_{i-1} - \alpha_i) \tan \varphi_i \quad (2)$$

式中:  $T_i$ 、 $T_{i-1}$  分别为第  $i$  和第  $i-1$  滑块剩余下滑力,  $\text{kN/m}$ ;  $W_i$ 、 $W_{i-1}$  分别为第  $i$  和第  $i-1$  滑块自重,  $\text{kN/m}$ ;  $\alpha_i$ 、 $\alpha_{i-1}$  分别为第  $i$  和第  $i-1$  滑块对应滑面的倾角,  $(\text{°})$ ;  $\varphi_i$  为第  $i$  滑块滑面内摩擦角,  $(\text{°})$ ;  $c_i$  为第  $i$  滑块滑面黏聚力,  $\text{kN/m}^2$ ;  $L_i$  为第  $i$  滑块滑面长度,  $\text{m}$ ;  $\psi_i$  为传递系数;  $F_s$  为稳定(安全)系数。

在一级坡高度 5 m 处拟设置抗滑桩, 在桩顶以上设置预应力锚索框架梁, 锚索共 5 道, 横、竖向间距均为 3 m。计算在有锚索和无锚索两种条件下拟设抗滑桩处的剩余下滑力。

暴雨工况 1 表示坡脚实施反压的欠稳定状态, 暴雨工况 2 为稳定状态。计算结果见表 3。

表 3 下滑力计算

工况	安全系数(稳定系数)	剩余下滑力/ $(\text{kN}\cdot\text{m}^{-1})$	
		有锚索	无锚索
暴雨工况1	1.01		315.265
暴雨工况2	1.15	627.707	1094.782

可见, 安全系数取 1.15 时, 设置 5 道锚索可提供约 43% 的抗滑力, 作用在抗滑桩上的剩余下滑力约 627 kN。选取抗滑桩桩径 2.2 m、间距 4 m、长 15 m、悬臂长度 5 m, 桩身砼采用 C30, 桩顶位移计算值为 48 mm, 满足规范要求。

## 4.2 数值模拟

### 4.2.1 建立模型

采用 MIDAS SOILWORKS 软件进行二维有限元建模和计算。边坡稳定分析采用强度折减法(SRM), 求取最不利滑动面和安全系数; 采用静力非线性分析求取边坡土体和支护结构内力和变形。

边坡高度为 67 m, 宽度为 95.35 m。岩土体采用摩尔-库仑本构模型, 根据不同岩土层划分网格, 并赋

予相应的地基特性。岩土层参数取值见表 2。水位线设置同极限平衡法, 充分模拟降雨对边坡稳定性的影响。抗滑桩采用梁单元, 锚索采用植入式桁架结构, 采用抗拉强度标准值为 1860 MPa 的高强、低松弛的预应力钢绞线。假定锚索与抗滑桩均在弹性状态下工作。设置边界条件时, 底面为固定约束, 侧面约束法向位移, 顶面为自由边界。

加固前后边坡二维模型网格图分别见图 6、图 7。

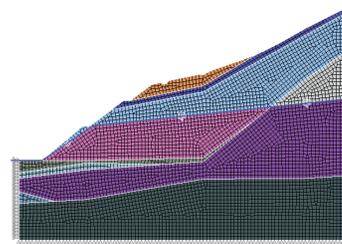


图 6 加固前边坡计算模型

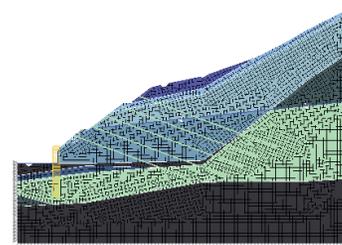


图 7 加固后边坡计算模型

### 4.2.2 计算结果分析

未加固时, 在暴雨工况下边坡的总位移云图见图 8, 塑性剪切应变云图见图 9。

从图 8、图 9 可看出坡脚处位移最大, 总位移达到 37 cm, 且一级坡下部发生轻微鼓胀; 边坡后部有较为清晰的位移分界面, 其位置与推断的深层滑面后段位置基本重合; 而且, 边坡前部同时存在着两个位移分界面, 大致对应着推断的浅、中层滑面; 在强风化泥质粉砂岩带发生较大的塑性剪切应变, 可确定该

岩带就是深层滑带,对边坡整体稳定影响最大。可以认为有限元计算结果与根据岩土层面、地层岩性和现场观测到的滑坡形态考虑存在多层滑面的推断是相符的。

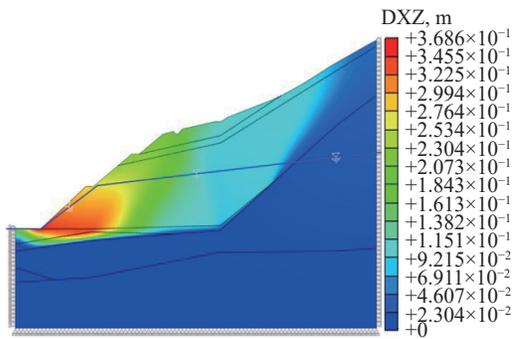


图8 加固前边坡总位移云图

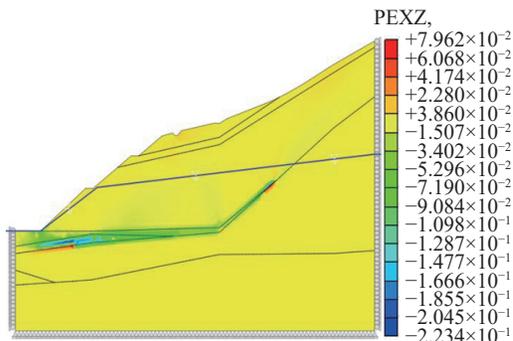


图9 加固前边坡塑性剪切应变云图

采取加固措施之后,边坡塑性剪切应变和最大剪切应变云图见图10、图11。从图中可看出,与未加固相比,滑带的塑性剪切应变大为减小,最大塑性剪切应变减小了约18%;最大剪切应变集中于滑面中后部最上层锚索锚固段附近,但最大值约为0.1~0.3,变形轻微,说明抗滑桩加锚索加固措施发挥了明显作用。

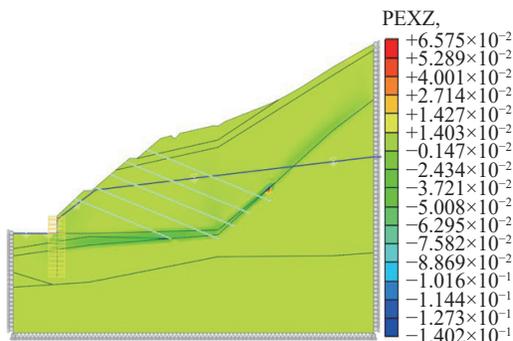


图10 加固后边坡塑性剪切应变云图

加固后边坡水平位移和竖向位移云图见图12、图13。从图中可看出,抗滑桩桩顶水平位移计算值为70 mm,稍大于传递系数法计算结果,但满足规范位移允许值。滑坡后缘位置水平位移为50~70 mm,

竖向位移为30~50 mm。这说明,由于滑体前部设置了支挡结构,可以对滑体位移进行有效约束;由于建筑红线限制,滑体后部未采取支挡措施,所以暴雨工况下位移稍大,可通过完善截排水设计,快速疏排水,避免由于土体饱和导致边坡失稳状况发生。

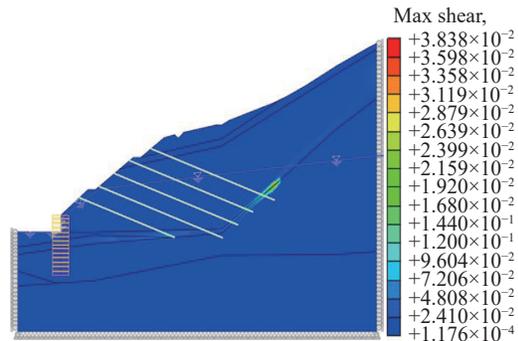


图11 加固后边坡最大剪切应变云图

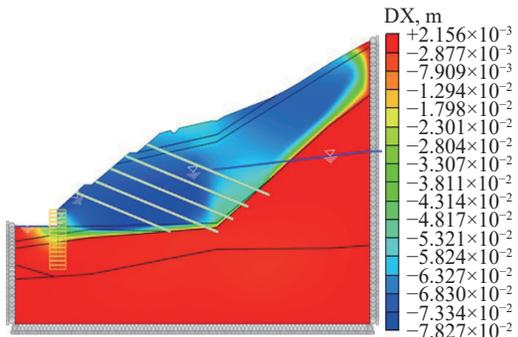


图12 加固后边坡水平位移云图

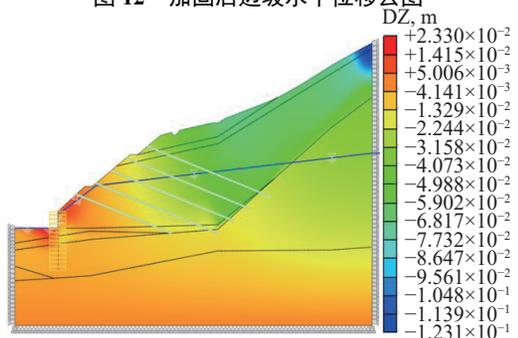


图13 加固后边坡竖向位移云图

## 5 滑坡治理设计和施工

根据上述计算分析,确定采取以下治理措施(治理剖面见图14):

(1)在一、二、三级边坡设置预应力锚索框架梁。锚索一共5道,150束;锚固岩层为中等风化砾岩,长32~43 m,锚固段长度8 m,横向和竖向间距均为3 m,设计抗拔力400 kN,锁定值320 kN。钻孔过程中,由于穿越滑面钻进困难,采用钢套管跟进;采用二次注浆工艺。

(2)出于高速公路保通需要,且边坡处于欠稳定状态,须加快施工进度,结合场地施工条件,抗滑桩采

用旋挖灌注桩,干作业成孔。

(3)锚索张拉完毕后,为便于旋挖钻机施工,将碎石反压平台降低 2.5 m,并从一级坡高度为 5 m 处,垂直开挖边坡 2.5 m,加宽平台至 13 m,硬化平台表面。

(4)临时边坡采用土钉加钢筋网喷射砼防护。土钉设置两道,分别长 2 m 和 6 m,喷射砼厚 10 cm。

(5)从中间往两侧施工抗滑桩,嵌入中等风化岩层 4 m,共 19 根。抗滑桩采用不均匀配筋形式,根据《滑坡防治设计规范》(GB/T 38509—2020)第 10.3.1.7—第 10.3.1.10 条进行配筋计算。受拉钢筋圆心角 120°,受压钢筋圆心角 65°,矩形截面相对界限受压区高度  $\zeta_b$  为 0.53。计算下滑力产生的弯矩设计值为 18733 MPa,受拉区选用  $\phi 32$  钢筋 3 根 1 束,共 15 束;受压区选用  $\phi 32$  钢筋 11 根,其他区域设置  $\phi 32$  构造钢筋 16 根(见图 15)。

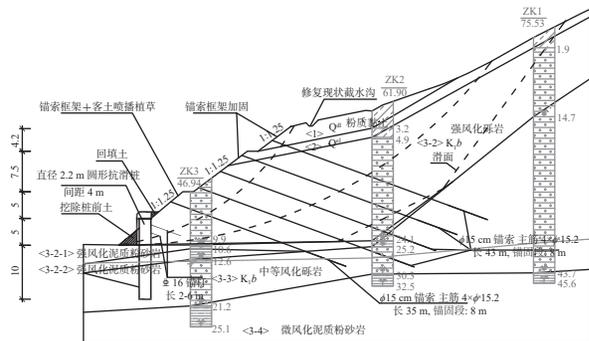


图 14 滑坡治理设计横断面示意图

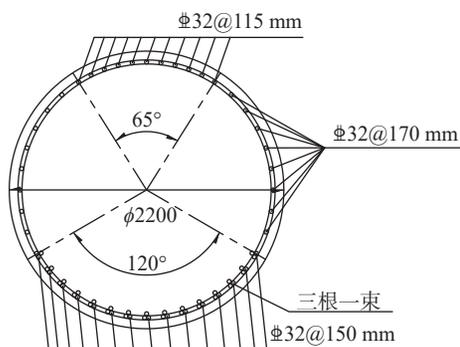


图 15 抗滑桩不均匀配筋横剖面图

(6)挡土板通过植筋在外侧与抗滑桩相接,先施工平台以上 2.5 m 高度的挡土板。出于操作空间需要,临时坡面与抗滑桩之间有约 50 cm 的空隙,采用 C20 砼回填密实,使抗滑桩得以充分发挥作用,且可避免锚索承受过大拉力。然后施工冠梁,高度 140 cm。

(7)拆除反压平台,清除桩前土,施工下部挡土板。

(8)修复排水沟和截水沟。在桩顶位置增设一排泄水孔,长 40 m,间距 6 m。采用黏土封闭坡顶裂缝。

目前该滑坡治理工程已竣工半年,完工照片见

图 16。根据施工和运营期间深部水平位移监测数据(见图 17—图 19),1#和 2#孔的水平位移几乎没有发生变化,只有 3#孔在竣工时累计有 8 mm 的水平位移,竣工后无变化,推算桩顶位移约 40 mm,小于计算值。可知边坡支护体系安全,治理措施经济合理,达到预期目标。



图 16 滑坡治理竣工图

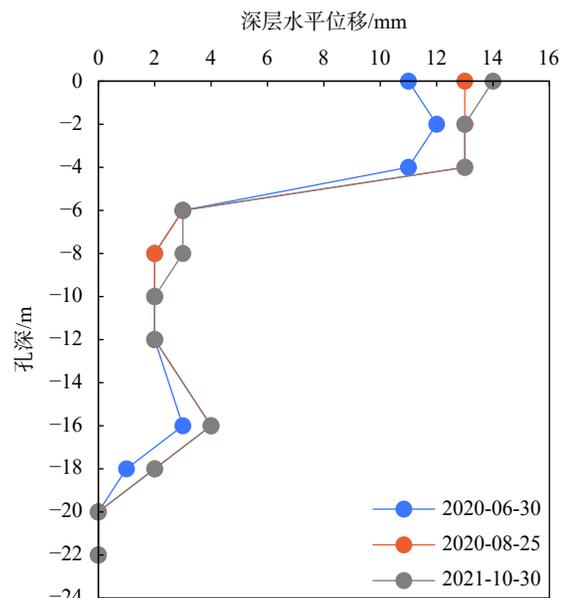


图 17 1#孔深层水平位移历时曲线

## 6 结论

(1)边坡地层存在层面接近于水平的半岩半土状强风化泥质粉砂岩,遇水极易软化,为一潜在的软弱结构面;滑体大部分为强风化砾岩,透水性较强,滑床为中等风化砾岩,不透水;一级坡面采用喷射砼防护,排水不畅,在强降雨作用下,雨水迅速下渗,汇聚于坡体前部,坡脚软化;土体饱和之后,重度增加,抗剪强度下降,加上坡体前部开挖削减了抗滑力,导致稳定系数降低;几个因素叠加,造成了牵引式滑坡的发生。

(2)坡脚反压是滑坡在蠕变、挤压或微滑阶段一个有效的应急处理措施。在进行稳定性计算时,可根据反压体提供的抗滑力校核滑面的抗剪强度参数取值是否合理。在进行永久治理施工时,可利用反压体搭设支架、安装设备和施工抗滑桩,以节省措施费用、

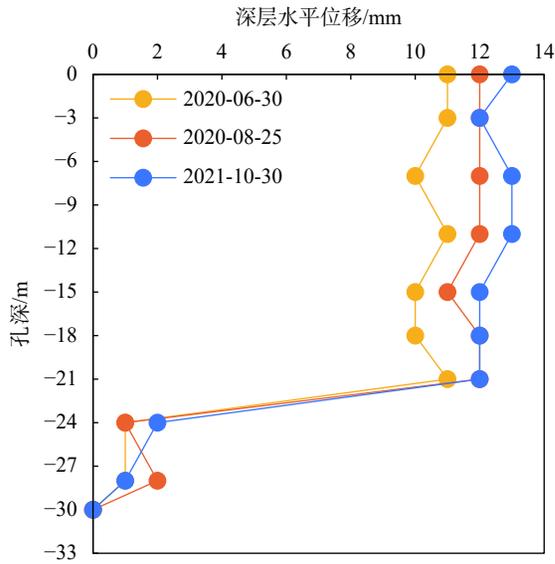


图 18 2#孔深层水平位移时程曲线

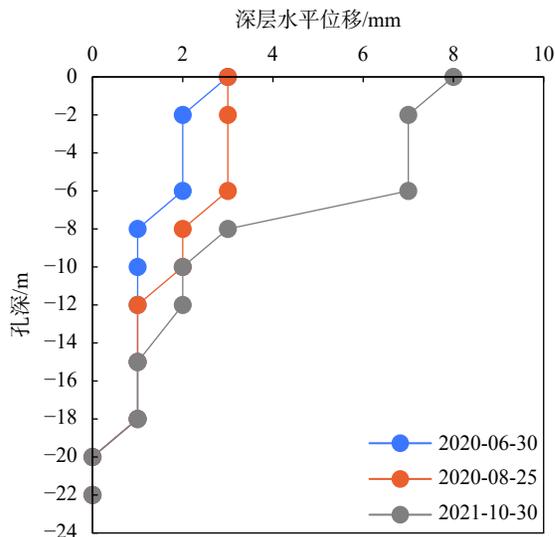


图 19 3#孔深层水平位移时程曲线

提高治理方案的可行性。

(3)在无法削坡减载时,锚索、抗滑桩单独或联合使用是滑坡治理的常用方法。对于存在多级、多层滑面的情况下,宜联合使用,防止产生中浅层滑面越顶。

(4)圆形抗滑桩采用旋挖钻施工,速度快,安全性高,可采用在外侧植筋的方式设置挡土板。建议采用不均匀配筋,经济合理。

#### 参 考 文 献

- [1] 任超,丁海洋,江建坤.砂岩顺层滑坡处治工程案例[J].公路,2011,(8):165-169.
- [2] 方仁印,余红安,刘日圣.某山区高速公路滑坡成因分析及治理措施[J].中外公路,2012,32(5):54-57.
- [3] 陈运辉.广河高速公路惠州段K81路堑滑坡成因分析、治理及监测措施[J].广东公路交通,2014,(5):13-17.
- [4] 陈观明.基于FLAC3D的含泥质软弱夹层顺层岩质边坡滑坡治理研究[J].路基工程,2020,(2):211-215.
- [5] 傅旭东,卢继忠,黄斌,等.含软弱夹层的强风化泥岩强度及破坏模式试验研究[J].东南大学学报(自然科学版),2021,51(2):242-248.
- [6] 罗永忠,祝世强,鲜文凯.复式滑坡灾害防治工程剖析——国道108线广元南段某滑坡防治工程实例[J].中国地质灾害与防治学报,2002,(3):40-43.
- [7] 杨建成,邓琴.基于局部强度折减法的多级边坡潜在滑动面分析[J].公路,2016,61(12):19-23.
- [8] 赵建国,师伟雄.多级滑面条件下堆积体滑坡稳定性分析[J].路基工程,2021,(1):210-216.
- [9] 陈浩军.钢筋混凝土圆形截面受弯构件正截面非均匀配筋计算[J].长沙交通学院学报,2001,(2):71-75.
- [10] 陈浩军,雷光宇.钢筋混凝土圆形截面受弯构件正截面配筋计算[J].中南公路工程,2001,26(3):41-42,45.
- [11] 陈富坚,刘均利,景天虎.圆形和环形截面抗滑桩的非均匀配筋计算方法[J].公路交通科技,2006,(9):32-35.
- [12] 舒海明,王曙光,喻邦江.圆形抗滑桩在某煤系地层滑坡治理中的应用[J].交通科技,2013,(2):71-73.
- [13] 李耀华,叶琼瑶,邓胜强,等.圆形抗滑桩在山区高速公路滑坡处治中的应用[J].西部交通科技,2018,(4):49-52,106.

收稿日期:2021-11-12