

# 粤北山区煤系地层滑坡机理分析与病害处治研究

魏东旭<sup>1</sup>, 李广景<sup>1</sup>, 刘正银<sup>1</sup>, 彭雄志<sup>2</sup>

(1.山东省交通规划设计院, 山东 济南 250031; 2.西南交通大学 土木工程学院)

**摘要:** 粤北山区煤系地层分布广泛,岩性属于典型的易滑地层,易产生坍塌、滑坡等病害。该文通过地质调查、专项地质勘察、位移监测、赤平投影等多种手段,对煤系地层滑坡的地质条件、地貌特征、病害机理、边坡稳定性进行了分析和评价;利用 Slope/W 软件进行稳定性分析,提供的岩体强度参数、滑坡推力及稳定性系数符合实际情况,采取的治理措施满足规范要求。

**关键词:** 煤系地层; 滑坡; 病害机理; 治理措施

粤北山区某高速公路 K168+419~K168+573 段构造作用强烈,地质条件异常复杂,地层岩性主要为炭质页岩、含高岭石泥质砂岩及劣质煤层多种岩层,属于典型的煤系地层。岩质页岩呈多层间断分布,具有强度低、相对隔水、开挖暴露地表后风化极快、遇水极易软化、崩解等特征,对边坡稳定性不利,易产生滑坡等病害,该类滑坡治理难度大,工期长,已成为边坡设计、施工的难点,是影响施工工期、工程造价及运营安全的关键因素之一。该文以 K168+419~K168+573 段右侧煤系地层滑坡为例,进行滑坡机理分析和病害治理研究。

## 1 工程概况

### 1.1 工程简介

滑坡区路线走向 SW269°,路堑总长约 169 m,最大挖深 10.9 m,原设计为一级边坡,坡脚设置高 1.5 m 的坡脚墙,一级边坡坡率为 1:1,采用挂网客土喷播防护。

2016 年 11 月完成第一级边坡开挖,坡顶铺砌顶截水沟,施工过程中随着路堑下部土方挖除,临空面形成,期间连续强降雨,雨水下渗,边坡岩土体的重度增加,抗剪强度( $c$ 、 $\varphi$ )明显降低,局部顺层地段出现小范围滑塌,坡面有整体外鼓趋势,边坡后缘出现裂缝并连通,边坡体沿软弱带明显剪出。由于坡脚积水,含高岭石泥岩及煤层浸水泥化,强度衰减,发生溃屈,最终导致牵引式滑坡。

根据现场调查及位移监测显示,后缘张拉裂缝和

滑坡中部剪切裂缝仍在加宽、加深,滑坡前缘出现鼓丘,坡脚反翘。滑坡区工程地质平面示意图见图 1。

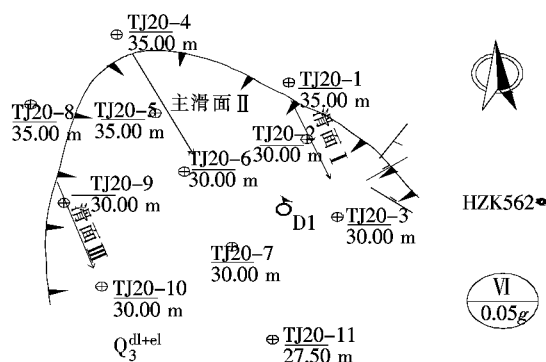


图 1 K168+419~K168+573 滑坡平面示意图

### 1.2 滑坡特征

建设期间受连续强降雨的影响,滑动坡面土体出现大量张拉及剪切裂缝,滑坡前缘出现大量鼓胀现象,坡脚处出现剪出口,倾角约 8°;滑坡周界裂缝宽为 0.5~40 cm 不等,裂缝基本贯通,长度约 180 m;滑坡后缘形成错台,最深约 1.8 m;主滑方向为 NE155°,倾角约 20°。

平面上圈定滑坡形态总体呈近弧形,长约 75 m,宽约 85 m,边坡塌方(裂缝)总平面面积约 6 000 m<sup>2</sup>,平均厚约 7.5 m,经过估算分析滑坡范围内滑动土体方量约 4.50 万 m<sup>3</sup>,滑坡类型为中层中型牵引式滑坡。

滑带土:通过勘察及地质调绘揭示,滑动带迹象较明显,滑带土以第四系堆积层内部相对软弱的砾质黏性土、碎石土及全风化含高岭石泥质砂岩、全风化炭质页岩为主;滑体:滑体物质主要由砾质黏性土、碎石土、全风化泥质砂岩、全风化炭质页岩等组成,厚度 4.0~

9.0 m;滑床:滑床物质组成主要为强风化炭质页岩、强~中风化泥质砂岩。

根据滑动特征推测,深层滑动面前部和后缘带基本沿全风化泥质砂岩和全风化炭质页岩接触带滑动,中部沿全风化炭质页岩和强风化炭质页岩接触带滑动。

### 1.3 工程地质条件

滑坡区地势起伏较大,属构造侵蚀、剥蚀丘陵地貌单元,地表植被茂盛,场地地形整体呈北高南低,地面标高 113.55~157.54 m,相对高差 20.0~44.0 m,山体坡向多呈北东向,坡度  $20^{\circ}\sim 35^{\circ}$ ,山脊与小冲沟相间分布。根据工程地质调绘及钻孔资料揭示,滑坡区覆盖层较薄,主要为砾质黏性土、碎石土,下伏基岩主要有侏罗系蓝塘群泥质砂岩、含高岭石砂质泥岩、炭质页岩等,且呈交互分布,为典型的煤系地层。

滑坡区途径北东向仁化—英德—三水构造断裂带,受构造作用影响,岩层小褶皱极其发育,岩层热液交代蚀变显著。岩层产状变化起伏大、褶曲多,构造裂隙发育,岩体完整程度差,局部见揉皱现象。

地表水主要为大气降水,雨季地表径流较多。地下水由上部土层孔隙潜水、深部基岩裂隙水及滑坡裂缝中的裂隙水组成,主要靠大气降水入渗补给,排泄多以侧向补给沟谷、冲沟。边坡区汇水量大,渗透途径长,地表水易大量下渗进入坡体。

## 2 滑坡影响因素及机理分析

### 2.1 滑坡影响因素

(1) 地层岩性的影响。滑坡区地层岩性为典型的煤系地层,多为全~强风化状,呈灰白色,浅灰绿色,岩体结构较为松散;受构造作用,在低温热液交代蚀变作用下,大部分已高岭土化;多呈透镜体状、鸡窝状等多层间断分布,具有:① 软硬不均,层间结合力差,强度低;② 暴露地表后极易风化;③ 吸水性强,遇水易软化、崩解、泥化,失水易干缩开裂;④ 强度衰减极低,性能极不稳定;⑤ 渗透系数低,易形成隔水层,在饱水条件下易形成滑动带等特点。上述特性对边坡整体稳定性极为不利。

在路堑边坡开挖坡面、滑坡侧壁及坡脚剪出口上可以明显看出:滑坡侧壁含高岭石泥岩明显泥化,被明显挤出。坡脚劣质煤层顶部形成显著的剪出口。

(2) 结构构造的影响。滑坡区构造运动剧烈,节理裂隙及小褶皱现象明显,造成边坡岩土体松散化、网格化。岩土体强度低,坡面优势结构面与岩层结构面

斜交顺倾,不利于边坡整体稳定。

(3) 水的作用。建设期间多持续集中强降雨,大量雨水沿坡面灌渗,相对隔水层(炭质页岩、含高岭石泥岩或煤层)附近含水量较大,形成软弱带。雨水下渗形成地下水,地下水对滑带土的长期浸润不仅致使其软化、抗剪强度显著降低,而且增加岩土体自重,增大坡体下滑力;另外,地下水在后缘裂隙中形成静水压力和滑体中形成动水压力而增加下滑力。持续集中强降雨是此滑坡失稳变形的主因。

(4) 人为因素的影响。路堑边坡开挖卸荷后,削弱了坡脚的支撑力、改变了坡体的应力状态和地下水的渗流场,边坡变陡、临空面形成、抗滑力减少、岩体强度降低。另外,坡脚排水不及时,积水现象明显,岩土体在水的浸泡下产生溃屈失稳。

### 2.2 滑坡病害机理分析

根据现场监测,该滑坡于 2016 年 11 月坡体出现 2 处小范围滑塌,随着期间连续强降雨,2016 年 12 月 2 处滑塌体裂缝贯通,2017 年 1 月裂缝持续往深往后缘发展,后缘错台形成,坡脚溃屈。根据位移监测及地勘资料揭示,浅层滑面位于全风化泥质砂岩层内及全风化泥质砂岩与劣质煤层岩层接触面,深层滑面位于全风化泥质砂岩及劣质煤层与强风化炭质页岩岩层界面。该滑坡主体依附于含高岭石泥岩及劣质煤层软弱夹层和不利结构面组合下的类均质体弧形滑动,破坏模式为多级多层的牵引式滑动。

其形成机理是:含高岭石泥岩及劣质煤层为软弱夹层,开挖暴露地表后易风化、干裂,遇水易软化、崩解;渗透系数低,相对隔水,在持续集中强降雨条件下易形成滑动带;另外,岩体产状与边坡坡面顺倾,倾角小于坡角,不利于边坡稳定;边坡的开挖,应力释放,临空面形成,坡脚应力集中。上述岩体出露于坡脚时,由于坡脚积水,岩体遇水软化、崩解、泥化,岩土体强度衰减,抗滑段 1 因抗滑强度不足发生挤出变形,上部岩土体沿陡倾或缓倾面整体变形。在以上多种不利因素共同作用下坡体易产生溃屈式失稳。

## 3 滑坡稳定性分析

### 3.1 极射赤平投影法分析

极射赤平投影简称赤平投影,该方法一般情况下只需现场量出各个控制平面的地质产状,可对岩体边坡稳定性进行快速评价,广泛应用于岩质边坡稳定性分析中。

3.1.1 现场结构面情况统计

影响边坡工程的主要因素是岩体结构面,滑坡区岩层产状凌乱,节理非常发育,经基岩露头量测,主要岩层产状有:SE128°∠32°,主要优势结构面为:SE144°∠16°、SW217°∠63°等,局部不连续结构面高角度顺倾,多组不利结构面易引起楔形体失稳。现场结构面统计情况如表 1 所示。

表 1 K168+450 右侧现场结构面产状统计

编号	裂隙类型	产状		结构面类型	结合程度
		倾向	倾角/(°)		
Y	张性	SE128°	32°	原生	很差
P		SE158°	45°	坡面	
L1	剪切	SE144°	16°	次生	极差
L2	剪切	SW217°	63°	次生	极差

3.1.2 边坡整体稳定性分析

一级边坡坡率为 1:1,路线坡面与结构面极射赤平投影图如图 2 所示。

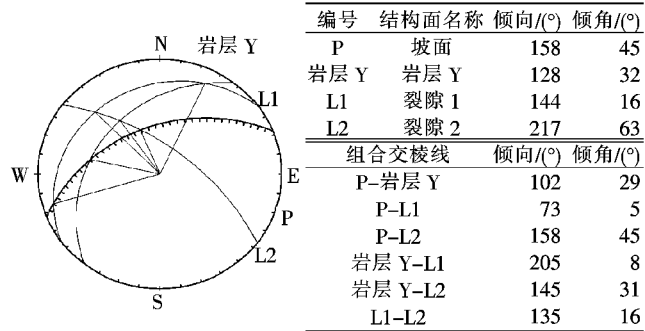


图 2 坡面与岩层结构面极射赤平投影关系图

通过现场调查,结合钻探资料和图 2 分析,初步判断边坡体稳定性情况如下:

区内构造作用强烈,泥质砂岩受热侵蚀作用,发生轻微变质作用;坡体上部岩体风化程度高,节理裂隙发育,由图 2 可知:泥质砂岩及炭质页岩岩层斜交顺倾线路临空面;同时边坡岩体结构面之间存在倾向线路临空面的楔形体组合,均不利于边坡整体稳定。

边坡开挖后,若防护不及时或支挡不到位,易沿软弱带或倾向临空面的不利结构面组合产生滑塌。

3.2 滑坡稳定性计算及评价

3.2.1 计算方法的选取

该滑坡稳定性计算采用边坡工程专业软件 Geo—Studio 软件中 Slope/W 模块。该软件操作简单,能准确、快速地利用不同方法求解最小稳定系数和最危险滑动面,尤其适用于地质条件复杂的类均质体滑坡,该

文采用 Morgenstern—Price 法进行稳定性分析,本构模型为 Mohr—Coulomb 模型。

3.2.2 计算滑面及计算参数的确定

(1) 计算滑面的确定

滑动面计算分为两种:① 浅层滑面;② 深层滑面。根据专项地质勘察结果,浅层滑面为全风化泥质砂岩、泥岩与全风化炭质页岩接触面的类均质体弧形滑动面;深层滑动面为全风化炭质页岩与强风化炭质页岩接触面附近弧形滑动面。

滑动面的深度根据专项勘察和深层位移监测综合确定,地质钻探孔兼作位移监测孔。以 TJ20—6 钻孔位移监测为例,监测结果显示浅层滑面位于 7.5 m 左右,即强风化炭质页岩顶面,与钻探揭示的结果吻合。滑体深度一位移图见图 3。

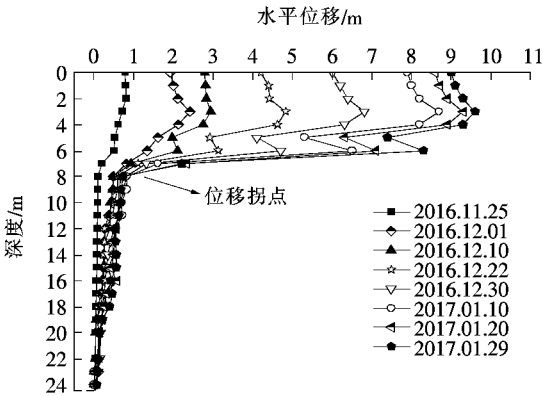


图 3 滑体深度一位移图

(2) 计算参数的确定

边坡岩土体物理力学参数根据室内土工试验及工程地质类比法确定,土、石工程等级按文献[2]附表 J 确定。边坡体岩土物理力学参数(天然状态)及土石分级见表 2。

根据文献[3]的 5.3 款,边坡稳定性系数与边坡稳定性状态存在对应关系,如表 3 所示。

根据现场调查,滑坡体周界裂缝完全贯通,错台、

表 2 岩土物理力学参数及土石分级

岩土名称	天然重度/ (kN · m <sup>-3</sup> )	黏聚 力/kPa	内摩擦 角/(°)	土、石 等级
粉质黏土	18.1	22.0	17.3	Ⅱ级普通土
全风化泥质砂岩	19.5	22.0	24.0	Ⅲ级硬土
强风化泥质砂岩	21.5	30.2	28.3	Ⅳ级软石
全风化炭质页岩	18.7	20.0	18.0	Ⅲ级硬土
强风化炭质页岩	19.7	30.0	25.0	Ⅳ级软石

表 3 边坡稳定性状态划分

边坡稳定性系数 $F_s$	边坡稳定性状态
$F_s < 1.00$	不稳定
$1.00 \leq F_s < 1.05$	欠稳定
$1.05 \leq F_s < F_{st}$	基本稳定
$F_s \geq F_{st}$	稳定

注： $F_{st}$  为边坡稳定安全系数。

侧壁剪出口、坡脚反翘明显,滑坡正处于滑动阶段,假定滑坡沿浅层滑动面滑动时的稳定性系数为 0.95;深层滑面处于欠稳定状态,假定其稳定性系数为 1.05。

煤系地层亲水性强,遇水软化,经过多次降雨过程干湿交替后,强度下降较快,参数选取时,黏聚力及内摩擦角取值不宜超过 15 kPa、15°,参考室内土工试验及相似工程类比,滑体的重度取 20.0 kN/m<sup>3</sup> (饱水状态),根据文献[5],黏聚力( $c$ )和内摩擦角( $\varphi$ )在一定的参数变化区间内对滑坡稳定性的影响程度比值约为 1:3,故假定参数黏聚力( $c$ )和安全系数( $F_s$ )值反算内摩擦角( $\varphi$ )。该滑坡在开挖后出现滑移,因此,取开挖后的坡体进行参数反演,计算模型见图 4,参数反演结果见表 4。

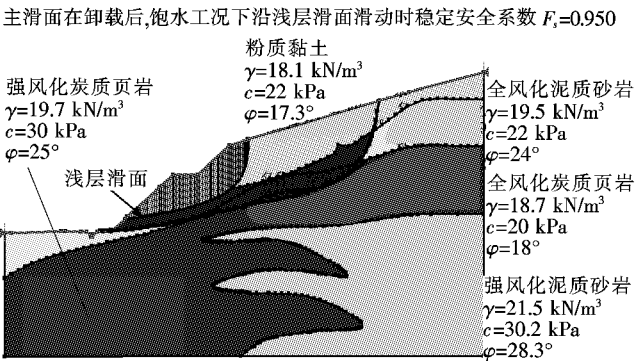


图 4 饱水状态下浅层滑面计算参数反演模型

表 4 滑带土稳定性分析物理力学计算参数

状态	滑面	滑带土	天然重度/ (kN·m <sup>-3</sup> )	黏聚 力/kPa	内摩擦 角/(°)
饱水 状态	浅层	主滑段	20.00	11.50	10.40
	滑面	牵引段	20.00	0	32.00
	深层	主滑段	20.00	11.80	10.50
	滑面	牵引段	20.00	0	32.00

(3) 剩余下滑力计算

卸载后,取主滑面在饱水工况下沿深层滑面滑动时稳定安全系数为 1.20,反算剩余下滑力,计算模型见图 5,计算结果见表 5。

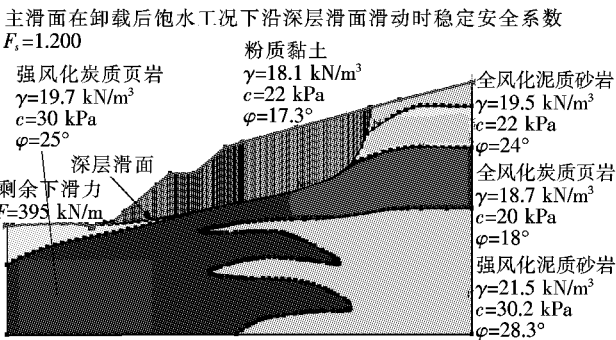


图 5 主滑带深层滑面剩余下滑力计算模型

表 5 各滑面剩余下滑力(饱水状态)

滑动面	剩余下滑力/(kN·m <sup>-1</sup> )		
	滑面 I	主滑面 II	滑面 III
深层滑面	297.0	395.0	312.0

4 治理方案及整治效果

4.1 滑坡治理方案

该处滑坡地层条件差,深层滑面埋深大,同时坡面坍塌区域多,滑坡支挡和防护量大,宜采用削方减载+支挡防护等综合治理方案。削方减载可清除表层坍塌岩土体,在减小锚固深度、减小剩余下滑力、降低加固难度和工程量的同时,降低坡面防护工程量。

边坡支护设计时,应遵循“缓坡率、宽平台、固坡脚”的设计原则。为了尽量控制开挖规模,将滑坡分两级卸载,一级高度由原设计 8 m 调整为 6 m、二级边坡一坡到顶,一级平台宽 4 m,第一、二级坡率变更为 1:1.25;因坡脚松散且已经剪出,坡脚设置 2 m 宽碎落台,并设置两排竖向钢花管注浆,管长 6.0 m,用以加固坡脚土体。

支挡方案:一级边坡采用人字形骨架内+5~6 cm 挂网客土喷播植草防护,二级边坡采用锚杆格梁护坡,按照 3 m 间距布设,锚杆长度 11 m,顶部和底部各增设一道横梁加固。考虑到煤系地层成孔困难,不易锚拉成功,预应力损失大,为根治到底、不留后患,在一级边坡平台布设一排抗滑桩。考虑到区域降雨频繁、降水量大,且方形抗滑桩施工难度高、风险大,采用旋挖钻孔法施工,桩径取 2.0 m,桩间距 4 m。锚杆格梁+抗滑桩支挡方案横断面设计如图 6 所示。

4.2 整治效果

该滑坡利用 Slope/W 软件进行稳定性分析计算,采用锚杆格梁+抗滑桩对滑坡进行治理,得出在非正常工况(饱水状态)下治理后的滑坡稳定性系数由加固

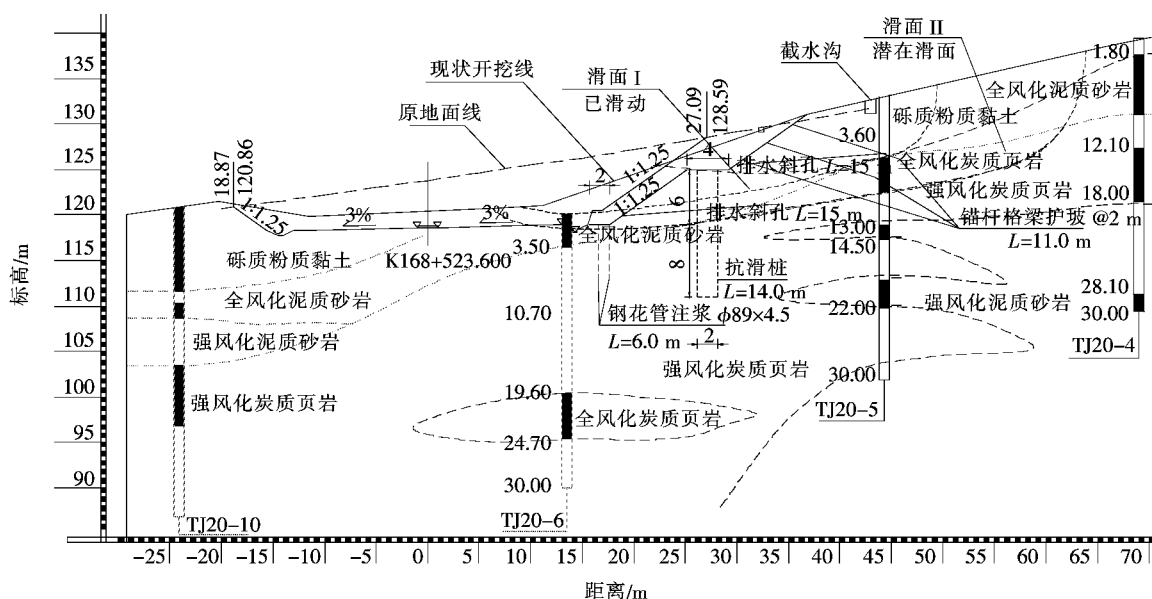


图 6 K168+510 锚杆格梁+抗滑桩支护方案典型横断面设计图(单位:m)

前的 1.08 提高至 1.22, 边坡由欠稳定状态转变为稳定状态, 此时抗滑桩提供的抗力为 450 kN/m, 满足规范的一般规定, 即抗滑安全系数对高速公路宜采用 1.2~1.3。后期监测数据显示, 采用该方案加固后, 边坡变形得到显著控制, 处于稳定状态, 治理效果良好。主滑面加固后稳定性示意图如图 7 所示。

主滑面在饱水工况下,加固后沿深层潜在滑面滑动时稳定安全系数  $F_s=1.221$

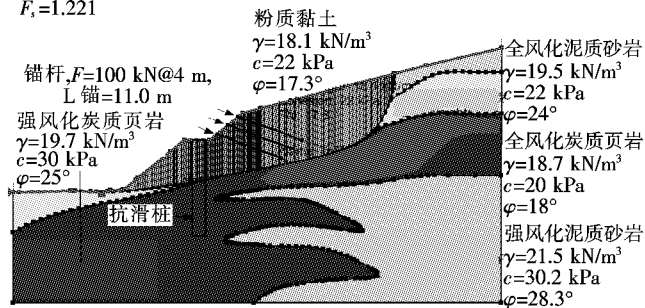


图 7 主滑面加固后稳定性示意图(不考虑地震作用)

## 5 结论

通过地质调绘、病害调查、专项勘察、位移监测等手段,对 K168+419~K168+573 段右侧煤系地层滑坡进行多方面分析与评价,得出以下结论:

(1) 煤系地层具有遇水极易软化、崩解、泥化等特点,比一般岩层水敏感性强,属于典型的易滑地层,此类边坡在设计和滑坡处治时更应注重防排水设计。

(2) 煤系地层具有质地软、强度低、软硬不均、渗透系数低等特性,易形成软弱带,其层面往往是潜在的滑动面,滑坡专项勘察及设计时,应作为重点考虑,并

结合位移监测、滑坡病害调查等进行验证。

(3) 煤系地层滑坡病害分析及设计时,宜按饱水工况进行分析计算;剩余下滑力的计算及滑坡治理时,应按深层滑动面进行分析。

(4) 煤系地层成孔困难, 锚杆(索)不易锚拉成功, 预应力损失大, 此类滑坡处治时宜采用抗滑桩, 并结合锚杆(索)、防排水设计等进行综合治理。

(5) 煤系地层滑坡处治时,应在滑带土尚未降低至残余强度前,尽快判明滑坡规模、性质、影响范围及潜在危害性,及时加强排水、减重、反压等措施,遵循治早治小的原则,充分利用岩土体的天然抗力,节省工程数量和投资。

### 参考文献:

- [1] 郑颖人,陈祖煜,王恭先,等.边坡与滑坡工程治理[M].2版.北京:人民交通出版社,2010.
- [2] JTG C20-2011 公路工程地质勘察规范[S].
- [3] GB 50330-2013 建筑边坡工程技术规范[S].
- [4] 张长利.平兴高速 K1 639+295~K1 639+570 段煤系地层路堑高边坡病害治理研究[J].绿色交通,2016(23).
- [5] 李乃旺.煤系地层路堑边坡滑坡机理分析与治理[J].公路,2014(8).
- [6] JTG D30-2015 公路路基设计规范[S].
- [7] 余素萍,张修杰.基于滑坡机理分析的高边坡滑坡治理方案研究[J].中外公路,2015(8).
- [8] 秦凯旭.GEO-SLOPE 软件在某滑坡稳定性计算中的应用[J].灾害学,2007(6).
- [9] 韦生根.贵州晴兴高速公路 K30 路基边坡滑坡分析与治理[J].公路,2016(5).