

# 高速公路路堑边坡顺层滑坡分析与治理

杨明亮, 袁从华, 骆行文, 姚海林

(中国科学院 武汉岩土力学研究所, 湖北 武汉 430071)

**摘要:** 潭邵高速公路 K90+900~K91+080 段路堑边坡中有 2 条次一级断层与公路斜交, 山体上部的岩体中存在大量的相互切割的近似垂直的节理, 山体内存在顺坡向的劣质煤层和泥岩层, 构成了山体滑坡的内因。该段路堑开挖深度最大约 30 m, 边坡开挖后, 地表水沿节理裂隙入渗到软弱岩层, 使软岩的抗剪强度下降, 诱发了该路堑边坡滑动。滑坡计算采用简化 Bishop 法, 通过反分析计算与工程经验类比法, 确定滑动带的抗剪强度指标为  $\varphi = 11.5^\circ$ ,  $c = 8.2 \text{ kPa}$ 。经计算分析, 如果仅采用抗滑桩或锚杆进行加固, 其工程量大、成本高, 因此提出以削坡减载为主的初步治理方案。由于在施工过程中坡顶的裂缝未及时封堵, 坡面未形成有效的排水系统, 以及滑动带的水不能及时有效排出, 导致滑动带的抗剪强度指标进一步下滑, 使削坡减载治理措施未产生明显功效。经进一步的计算分析, 提出在原削坡基础上, 增加长锚杆与其他防护和防水补充治理措施, 有效地阻止了滑坡的进一步下滑, 使滑坡保持长期稳定状态。

**关键词:** 边坡工程; 高速公路; 路堑边坡; 顺层滑坡; 分析与治理

**中图分类号:** TD 824.7

**文献标识码:** A

**文章编号:** 1000 - 6915(2005)23 - 4383 - 07

## ANALYSIS OF BEDDING LANDSLIDE OF CUTTING SLOPE IN AN EXPRESSWAY AND ITS TREATMENT

YANG Ming-liang, YUAN Cong-hua, LUO Xing-wen, YAO Hai-lin

(Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan 430071, China)

**Abstract:** In segment of K90+900 - K91+080 at Xiangtan—Shaoyang Expressway, there are two sub-first grade faults which intersect obliquely with roadbed. A plentiful intersectant joints which are about vertical, along-slope clay shale, and bad coal seams exist in the rock mass in the upper mountain, which are intrinsic factors that induce landslide. The maximum depth of cutting slope is about 30 m. After the cutting slope is excavated, the shear resistance of soft rock seam falls because the surface water infiltrates through the top rock joints into it, and therefore, landslides take place probably. Simplified Bishop method is adopted in landslide calculation. The shear strength parameters of slide seam are drawn out that the internal friction angle  $\varphi = 11.5^\circ$  and the cohesion  $c = 8.2 \text{ kPa}$  by back analysis and experience analogy. If the rock bolts or anti-slide piles are just adopted without cutting-slope unloading in the treatment, the treatment will be very expensive. Therefore, the main measures adopted for cutting-slope unloading are put forward in the first landslide treatment scheme. In construction, top cracks are not blocked and drainage system is not set up in time, the shear resistance of slide seam constantly falls because the water in the slide seam is not easily drained away; and lead the slope to slide constantly. Based on further calculation and analysis, long rock bolts and other waterproof drainage facilities are presented in additional treatment scheme. The landslide has kept stabilization for three years since the treatment measures were taken.

**Key words:** slope engineering; expressway; cutting slope; bedding landslide; analysis and treatment

**收稿日期:** 2005 - 04 - 13; **修回日期:** 2005 - 06 - 09

**作者简介:** 杨明亮(1971 -), 男, 1997 年于武汉工业大学资源与环境工程系采矿工程专业获硕士学位, 现任助理研究员, 主要从事岩土工程与环境岩土工程方面的研究工作。E-mail: mlyang@whrsm.ac.cn.

# 1 引言

潭邵高速公路 K90+900~K91+080 段路基进行切方开挖,深度最大约 30 m。切方地段上部为中等风化节理发育的砂岩,下部有煤系地层。开挖至煤系地层 4 m 左右时,引起山体滑移,纵向开裂长度达 140 m,裂缝距公路中轴线 50~140 m,开裂的具体位置详见滑体地形图(图 1)。山体持续向路中线滑移,滑移速度为 8~30 mm/d,滑坡滑出口位于路基水平坡脚处的煤系地层出露处。进行滑坡综合治

理设计前,施工单位已经对滑坡进行部分削坡卸载,但在路基左侧仍有明显的挤压隆起现象,滑出口已明显延伸至公路路基下,滑体总体积约  $20 \times 10^4 \text{ m}^3$ ,说明减载量还达不到滑体稳定的要求,必须经过计算分析,重新确定卸荷量。

目前,已有一些研究涉及到这一段滑坡的表现形式及部分工程治理措施<sup>[1~3]</sup>,但是这些研究基本是在该段滑坡被彻底治理前完成,其时滑坡仍未稳定,有关滑坡的计算分析和治理措施尚不完整。本文对该段滑坡进行较完整的分析与治理设计。按本

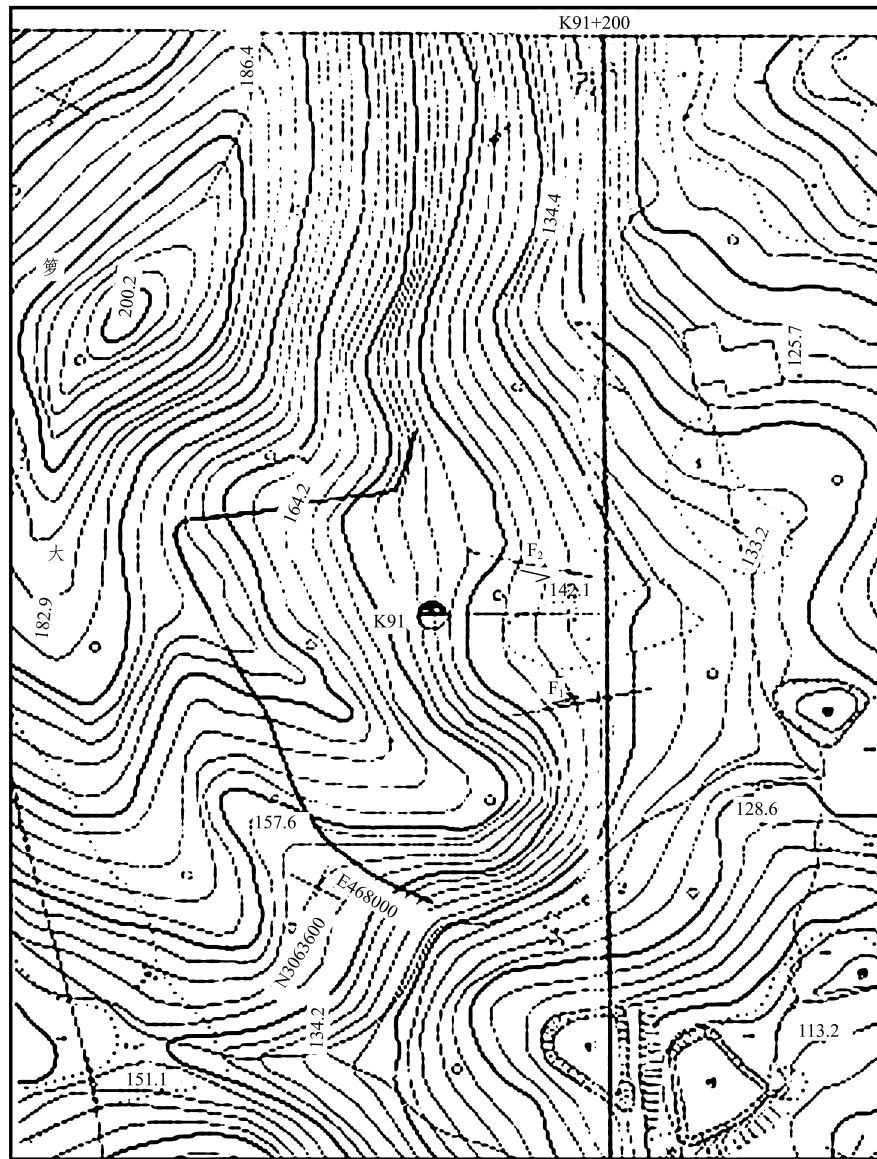


图 1 滑体地形图(单位: m)  
Fig.1 Geographical map of landslide(unit: m)

文提出的滑坡最终治理方案施工后, 边坡已处于稳定状态, 说明治理方案是合理可靠的, 从而为高速公路同类性质的高切方开挖的路堑边坡的顺层滑坡治理提供设计思路和工程参考价值。

## 2 滑坡区工程地质概况

根据现场调查、钻孔资料、切方路基资料, 滑坡区主要地层有: ①耕植土、块石土, 其中耕植土厚 0.6 m 左右, 灰褐色、松散、普遍存在; 块石土中块石成分主要为石英砂岩及页岩, 灰黄色土, 稍~中密, 厚 0.0~5.0 m; ②石英砂岩, 厚 0~22 m, 灰色, 上部为中等风化, 下部为微风化, 产状为  $34^{\circ}\sim 64^{\circ}\angle 9^{\circ}\sim 19^{\circ}$ 。石英砂岩发育 2 组节理, 一组产状为  $338^{\circ}\sim 342^{\circ}\angle 83^{\circ}\sim 90^{\circ}$ , 密度为 3~5 条/m, 另一组产状为  $248^{\circ}\sim 278^{\circ}\angle 71^{\circ}\sim 75^{\circ}$ , 密度为 1~2 条/m。砂岩中节理发育, 将砂岩分割成大小不一的块体。在 140~145 m 内有 3 层灰白泥岩层, 层厚 10~20 cm, 遇水软化, 有明显膨胀性; ③硅化炭质页岩夹劣质煤层, 灰黑色, 薄层状, 厚度约为 5 m, 其走向大致平行于公路轴线, 倾角约  $13^{\circ}$ 。硅化炭质页岩较坚硬, 煤层煤质差, 岩性极软, 有泥化现象, 在 K90+900 处尖灭, 而在 K90+970 处约为 5 m; ④硅化炭质泥质页岩, 灰黑色、灰白色, 薄层状, 岩性软弱, 夹强风化岩, 公路路面下部大部分为该岩层, 产状一般为  $320^{\circ}\sim 340^{\circ}\angle 25^{\circ}\sim 31^{\circ}$ , 与整个区域产状基本一致。沿公路路基轴线的地质纵剖面图见图 2, 典型地质横剖面图见图 3。由图 1, 2 可知, 在 K90+970~K91+010 处有 2 条次一级断层, 其中  $F_1$  产状为  $210^{\circ}\angle 36^{\circ}$ , 部分滑体沿  $F_1, F_2$  断层由山体向公路轴线滑移。

## 3 滑坡原因及类型分析

滑坡山体中存在岩性软弱的灰白泥岩和劣质煤层, 厚度约 5 m, 遇水后出现软化或泥化, 其走向大致平行于公路轴线, 倾角约  $13^{\circ}$ , 构成了滑坡的滑动带。滑动带上面岩层为节理发育的石英砂岩, 岩体中的节理和裂缝形成雨水进入的通道, 特别是近坡面一带的岩体因切方开挖出现应力松弛以及因削坡去掉表层耕植土和块石土后, 雨水更容易进入到软弱的滑动带内, 而使滑坡前缘的滑动带土体出现软化, 降低了滑动带的抗剪强度, 导致边坡出现蠕滑现象。边坡蠕滑使坡脚处的劣质煤层被明显挤出, 使滑动带岩土强度逐渐衰减, 并使山体沿其发育的节理出现一条 30~50 cm 宽且贯通的滑坡拉裂缝。坡顶贯通的拉裂缝成为更大的雨水入渗通道, 当地表水或雨水大量汇聚于滑动带时, 滞水产生静水压力和上浮力, 同时使滑坡后缘滑动带的抗剪强度进一步下降, 使边坡滑动加速。据现场监测, 下雨以后, 滑坡变形速率明显加快, 由一般的 8~15 mm/d 变到 25~35 mm/d, 在治理前滑坡累计滑移量超过 50 cm。因此, 山体中存在的软弱滑动带和发育的节理是山体滑动的内因; 而边坡切方开挖使山体原有的平衡状态被打破, 产生自坡面向坡体内的应力松弛, 以及雨水的入渗是形成山体滑坡的外因。山体裂缝和切方坡脚构成此滑坡周界。

在切方路基上劣质煤层被明显挤出, 可判定滑坡体沿劣质煤层滑动, 滑带深度最大约 30 m, 根据滑坡体的厚度该滑坡为深层滑坡。在滑坡体上还有  $F_1, F_2$  断层, 且 2 断层与公路轴线成  $60^{\circ}$  以上夹角, 使部分滑体沿  $F_1, F_2$  构造面滑动。

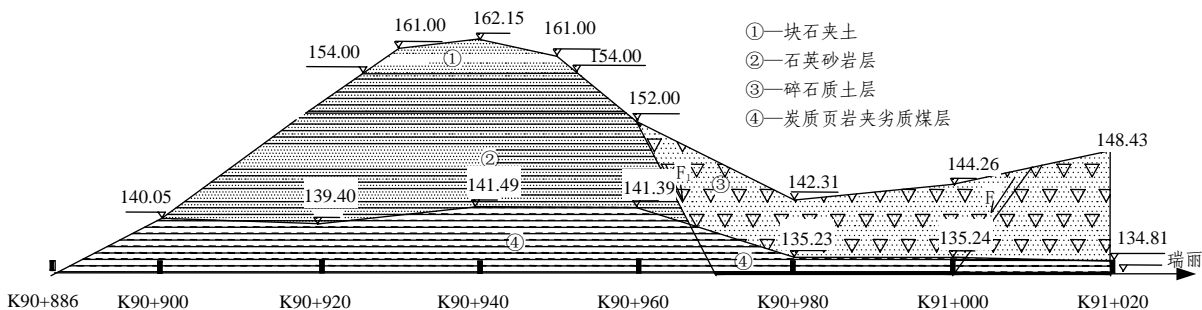


图 2 K90+900~K91+020 段滑坡纵剖面图(单位: m)

Fig.2 Longitudinal profile of landslide in segment of K90+900 - K91+020(unit: m)

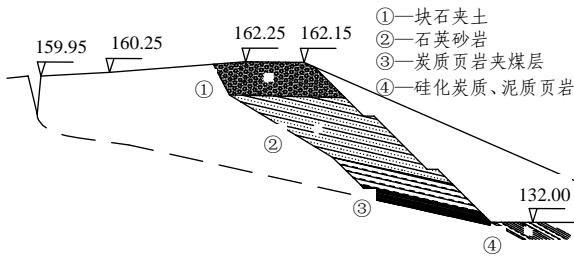


图3 K90+940处地质横剖面图(单位: m)

Fig.3 Cross section of landslide at K90+940(unit: m)

## 4 滑坡治理临时对策

滑坡需要尽快处理,为了应急,提出的临时方案有:(1)可将现有边坡先放缓。由于滑动面的劣质煤层岩性极软并有泥化现象,抗滑指标参数相当低,暂时将边坡放缓为1:2,具体坡比待确定治理方案后再行决定。(2)在公路左侧设计高程处保留4~5m的安全平台,以便为发生不稳定滑动时提供一定时间的缓冲。(3)滑动面为炭质页岩下的劣质煤层,在滑体范围内的具体分布不详,因而在放缓削坡处理期间,应在K91+000桩号线附近布置3个钻孔。钻孔深度超过炭质页岩下的劣质煤层3~5m,同时将钻孔作为钻孔倾斜仪的观测孔,监测深部的水平位移,确定滑坡面的具体位置,为准确分析、计算和治理提供依据。(4)在开挖路基及路基左侧的安全平台时,如果达到设计路基高程处下覆有劣质煤层,应将其清除,然后回填压实。边坡脚下如有劣质煤层也应使其有一定的密实保护层。

但是由于施工设备和技术的落后,山体中石英砂岩层坚硬而且破碎,钻机钻进过程中水不易保持,且现场取水非常不方便,致使钻头损耗量很大,使钻孔不能顺利进行,不能为滑坡治理及设计提供科学、合理的依据,使设计难度加大。

施工单位对滑坡进行卸载后,在无雨时,一度使滑体下滑速率明显减小,但降雨期间,滑体下滑速率又明显增大,使得路基左侧3~5m被挤压隆起,说明减载量还达不到滑体稳定的要求,必须进行计算分析,确定卸荷量。

## 5 滑坡计算与分析

### 5.1 抗滑安全系数的选取

根据中华人民共和国行业标准《公路路基设计

规范》(JTJ013-95)中节6.1的一般规定,对滑坡稳定性进行验算时,抗滑安全系数宜采用1.15~1.20;对高速公路、一级公路宜采用1.20~1.30。

本次计算过程中,缺乏边坡滑动带在滑体内具体的分布情况,室内或现场试验资料均未能提供该滑动带岩土介质的强度指标,同时考虑到边坡都位于高速公路两边,若发生滑动,将对该处公路造成严重破坏,因此,计算过程中,抗滑安全系数取一较大的值,为1.25~1.30。

### 5.2 计算剖面

根据滑坡地形图,在滑坡体范围内选择6个断面进行了滑体在极限平衡状态下的稳定性反分析计算,其中2个典型断面为:K90+940断面,其坡顶张裂缝处的高程为159.59m,深度设定为10m,滑出口高程为132.00m;K91+000断面,其坡顶张裂缝处的高程为170.80m,深度设定为10m,滑出口高程为132.40m。

### 5.3 计算方法和反分析结果

本次计算过程中的抗剪强度指标值通过反算法和经验数据法进行选取。滑坡正处于蠕滑状态,即极限平衡状态,采用简化Bishop法计算时,令滑动面安全系数 $K=1.0$ 。由于 $c, \phi$ 都为未知数,在计算时往往假定一系列的 $\phi$ 值,求出 $c$ 值,或假定一系列的 $c$ 值,求出 $\phi$ 值,再根据经验,最终确定处于极限平衡状态下滑动面的 $c, \phi$ 值。处于非极限平衡状态下的滑动面的 $c, \phi$ 值都通过经验选取。

滑动面上覆岩体容重设定为 $22 \text{ kN/m}^3$ ,总结6个断面的反分析计算结果,如表1所示。由表1可知,当抗滑安全系数一定时, $\phi$ 值有较小变化, $c$ 值则有较大变化,即 $\phi$ 值对边坡安全系数的影响较大。如果不进行任何削坡处理,需用的加固力为 $870 \sim 1\,620 \text{ kN/m}$ 。

表1 削坡减载前滑动面抗剪强度计算结果

Table 1 Computational results of shear strength parameters of sliding slope before unloading

$\phi / (^\circ)$	$c / \text{kPa}$
13.0	0.0
12.0	5.5
11.5	8.2
11.0	11.0
10.0	16.4
8.0	22.5

根据滑动带地层条件和经验及类比<sup>[4, 5]</sup>等资料, 选定此滑坡滑动带抗剪强度指标为  $\varphi = 11.5^\circ$ ,  $c = 8.2 \text{ kPa}$ 。

用选定的抗剪强度指标进行削坡分析, 确定其削坡线大致为: 第一级坡坡比 1:2, 坡高 8~10 m, 坡高根据坡面岩土的性质而定; 第二级坡坡比为 1:4, 削坡至滑坡裂缝; 再向上方削坡坡比为 1:1.5, 削坡后边坡稳定性系数可提高至 1.25~1.30。

值得注意的是, 如果抗剪强度取  $\varphi = 13^\circ$ ,  $c = 0 \text{ kPa}$ , 则任何削坡方案都不能提高边坡稳定性系数, 即当  $c$  值很低时, 削坡减载的效果将不明显。如果采用上面的削坡减载方案, 且抗剪强度取  $\varphi = 13^\circ$ ,  $c = 0 \text{ kPa}$ , 削坡后  $K = 1.0$ , 所需加固力为 560~670 kN/m, 才能使削坡减载后滑坡的稳定性系数提高到 1.25~1.30。

计算分析表明, 滑动抗剪强度的选取是十分重要的, 其直接关系到滑坡治理的成败与治理工程的费用。

## 6 滑坡治理方案

### 6.1 滑坡治理方案选取

由滑坡计算分析可知, 如果不采用任何削坡措施, 其加固力为 870~1 620 kN/m。根据工程地质条件, 滑坡底地层较软弱, 滑动面埋深大, 部分地方埋深超过 30 m, 采用锚杆或抗滑桩进行加固治理时, 其工程量及费用相当大, 加固治理费用将超过 700 万元, 所需工期长, 实施起来难度大。如果采用计算分析所提供的削坡方案时, 削坡方量约  $8 \times 10^4 \text{ m}^3$ , 削坡方案费用约 200 万元, 但是, 其风险比较大, 因为如果抗剪指标进一步下降, 必将采取补救措施, 可能使削坡方量大大增加, 或增加其他加固措施, 延长施工工期。

经业主同意, 采用以削坡为主、加固治理为辅的初步治理方案, 同时加强现场监测, 以随时调整治理方案。

### 6.2 滑坡初步治理方案

#### 6.2.1 K90+900~K90+970 段治理设计

边坡坡面滑动带上为石英砂岩层, 坡面局部稳定性很好, 因此, 该区段第一级坡坡比为 1:2, 坡高 12 m; 第二级坡坡比为 1:4, 削至山体深裂缝处, 再以 1:1.5 的坡度至坡顶。该区段削坡总方量

为  $34 246 \text{ m}^3$ 。在坡脚处, 修浆砌块石护墙, 底宽 3.0 m, 底部埋深 2.0 m。由于该段边坡周界接近山脊线, 周界外可不设截水沟。在边坡第二级坡面距开始端约 2 m 处, 修一纵向截排水沟。坡顶出露的所有张裂缝均用细碎石和粘土认真充填, 用 2 层宽 2 m 的防水土工布封口, 然后在上覆盖一层厚 1.0 m 的碾实碎石土, 滑体顶部裂隙封堵见图 4。防水土工布宽 2.0 m, 接长时接封上下两层要错开; 裂缝要认真充填, 用粘土泥浆填充, 可就地取材; 土工布上的土层覆盖层要认真夯实。第二、三级边坡坡面可通过植草或植树来护坡, 第一级坡采用窗式浆砌片石护坡。在开挖路基时, 如果达到设计路基高程时下覆有劣质煤层, 应将其清除, 然后用碎石土回填压实, 边坡脚下如有劣质煤层, 应使其有一定的密实保护层。

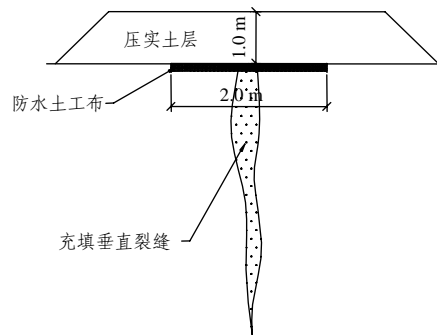


图4 滑体顶部垂直裂缝封堵示意图

Fig.4 Sketch map of tamping vertical crack on the landslide

#### 6.2.2 K90+970~K91+060 段治理设计

边坡坡面滑动带上为块石土, 坡面局部稳定性差, 因此, 该区段第一级坡坡比为 1:2, 坡高 8 m; 第二级坡坡比为 1:4, 削至山体深裂缝处, 再以 1:1.5 的坡度至坡顶。该区段削坡总方量  $51 373 \text{ m}^3$ 。在坡脚处, 修浆砌块石护墙, 底宽 3.0 m, 底部埋深 2.0 m。坡顶外 3.0 m 处修截排水沟, 沟内的水经 K90+980 桩附近引至山谷。在边坡第二级坡面距开始端约 2 m 处, 修一纵向截排水沟, 沟内水由两端的出口引至滑坡外侧。坡顶出露的所有张裂缝均用粘土填缝后碾压, 并在其上堆一层厚 30 cm, 宽 1.0 m 的松土。第二、三级边坡坡面可通过植草或植树来护坡, 第一级坡采用窗式浆砌片石护坡。在开挖路基时, 如果达到设计路基高程时下覆有劣质煤层, 应将其清除, 然后用碎石土回填压实, 边坡脚

下如有劣质煤层应使其有一定的密实保护层。

### 6.2.3 初步治理方案效果

按初步治理方案进行削坡后,在一段时间内,边坡相对稳定,没有下雨时,削坡后的坡面基本稳定。但是施工中,由于对滑坡裂缝没有封堵,裂缝外也没有修截排水沟,雨水不能顺利地入渗到滑动带,从而使滑动带成为一过水通道,使滑带土的劣质煤层进一步软化,甚至泥化,滑动带土体的抗剪强度进一步降低,使边坡出现明显的继续蠕滑现象。

### 6.3 补充计算分析

假定削坡后的边坡处于平衡状态,反分析计算滑动带抗剪强度,其结果见表2。对比表1,2可以看出,如果仍使 $\phi$ 值保持不变取 $11.5^\circ$ 时,则削坡减载后 $c$ 值下降为分析计算值的42%,这与我国软岩的残余强度类似<sup>[4]</sup>;当 $c \approx 0$  kPa时,抗剪强度无太大变化,即削坡减载不能有效地提高滑坡稳定性系数。根据一般的工程经验,在边坡不断蠕滑的情况下,以及劣质煤层被水软化作用下,滑动带的 $c$ 值应近似于0。因此,进一步的削坡减载不能降低滑坡下滑的趋势,只能使滑体的加固力降低。

表2 削坡减载后滑动带抗剪强度计算结果

Table 2 Computational results of shear strength parameters of sliding slope after unloading

$\phi / (^\circ)$	$c / \text{kPa}$
13.0	0.00
12.0	2.32
11.5	3.47
11.0	4.62
10.0	6.98
8.0	10.80

根据表2中反分析计算所得的抗剪强度指标,如果将边坡的抗滑稳定系数提高到1.25~1.30,还需要的加固力为560~670 kN/m。

### 6.4 补充设计方案

#### 6.4.1 方案选择

由计算分析可知,削坡减载已不能有效地提高边坡的整体稳定性,只能降低滑体的加固力,进一步削坡将使地表水更易入渗,使整个滑动带甚至滑动带下的硅化炭质泥质页岩出现软化现象,诱发更深层的岩体滑动。因此,补充设计采用长锚杆加固

治理方案。

#### 6.4.2 K90+940~K91+010 段边坡补充治理设计

在现有1:2坡的底部,浇注尺寸为10 m×10 m×0.4 m(长×宽×厚)的钢筋混凝土板,板与板之间预留伸缩缝,钢筋混凝土板用混凝土标号为C25,钢筋用 $\phi 10$  I级钢筋,钢盘网格尺寸为0.3 m×0.3 m,混凝土保护层0.1 m。锚杆采用 $\phi 136$  II级钢筋,长度为16.3 m,锚杆孔径为 $\phi 80 \sim 90$  mm,孔向正交于1:2坡面,孔深16 m,超过煤层底面8.0 m;锚杆共5排,行排距为2 m,每一块混凝土板固定25根锚杆。锚杆孔的施工应采用压缩空气排渣和冷却钻头,严禁用水冷却钻头和排渣。在每块混凝土板内,预留3排12孔排水孔,孔径 $\phi 65$  mm,孔向下倾 $3^\circ$ ,孔内插入排水管。第一级坡上部采用窗式浆砌片石护坡;第二级坡面进行有效的裂缝封堵,整平地面后,采用拱形骨架内植草护坡;第三级边坡采用窗式浆砌片石护坡。坡脚混凝土板和排水沟之间的地坪,用0.3 m厚的浆砌片石护坡;坡顶裂缝外的截排水沟按原初步方案进行。坡脚路边设置一排排水暗沟,使滑动带水能及时顺利地排走。该段滑坡部分治理措施如图5(a)所示。

#### 6.4.3 K90+900~K90+940, K91+010~K91+080 段边坡补充治理设计

在现有1:2坡的底部,浇注尺寸为6 m×10 m(长×宽),厚0.4 m的钢筋混凝土板。锚杆采用 $\phi 36$  II级钢筋,长度为14.3 m,锚杆孔径 $\phi 80 \sim 90$  mm,孔向正交于1:2坡面,孔深14 m,超过煤层底面8.0 m;锚杆共3排,行排距为2 m,每一块混凝土板施工15根锚杆。在每块混凝土板内,预留3排8孔排水孔,孔径 $\phi 65$  mm,孔向下倾 $3^\circ$ ,孔内插入排水管。其他治理措施与K90+940~K91+010段边坡补充治理设计相同。该段滑坡部分治理措施如图5(b)所示。

### 6.5 滑坡治理效果

通过锚杆加固,改变了坡脚岩体的受力状态;坡面裂缝被封堵且采用拱形骨架内植草护坡,地表水被有效的分割,不能大量入渗到滑动带;坡脚边坡采用全封闭式护坡,有效地防止雨水入渗,保护坡脚岩土;在坡脚处设置排水暗沟,使滑动带内滞水能顺利流走,更滑带土的抗剪性能不致进一步下降。采用补充治理措施后,至今历时3 a多,滑坡已逐渐稳定下来。

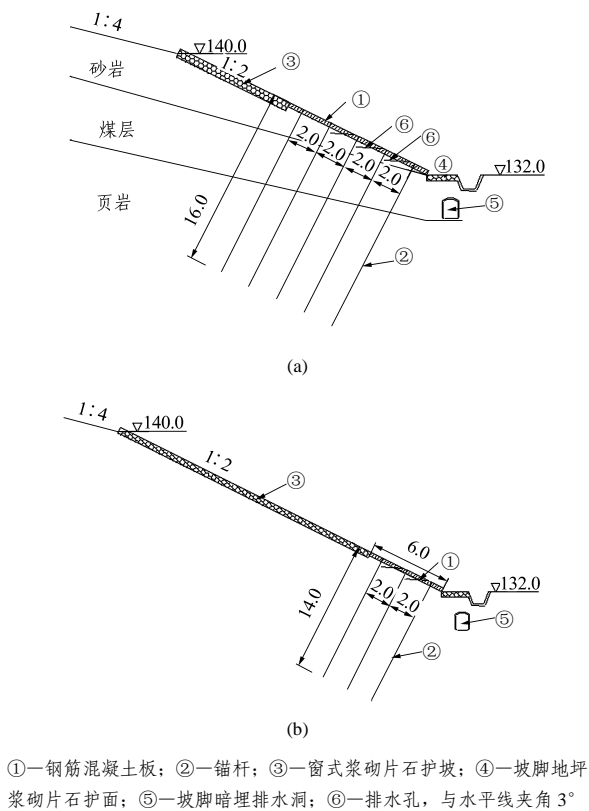


图5 滑坡部分治理措施图(单位: m)  
Fig.5 Partial treatment measures of landslide(unit: m)

## 7 结论

(1) 山体中存在顺坡向的软弱滑动带和发育的节理, 是该段路堑滑坡出现的内因。切方开挖打破了山体原有的平衡状态以及地表水顺利入渗是形成山体滑坡的外因。

(2) 虽然滑坡的抗剪强度指标通过反分析计算分析及工程经验类比, 确定为  $\varphi = 11.5^\circ$ ,  $c = 8.2$  kPa, 但是该指标有进一步下降的趋势。从该滑坡综合治理分析可以看出, 将该指标调整为  $\varphi = 13^\circ$ ,

$c = 0$  kPa 更合理, 即存在顺坡向的软弱滑动带的滑坡已产生明显的蠕滑现象后, 采用综合  $\varphi$  法计算分析滑坡稳定性和加固力更合理。

(3) 顺层滑坡的治理过程中, 单独采用削坡减载的措施, 难以提高边坡的抗滑稳定性, 只能降低滑坡所需要的加固力。直接采用锚杆或抗滑桩等加固措施, 治理工程费用巨大, 不宜采用。因此, 滑坡治理必须采用削坡减载结合其他加固措施, 如锚杆、抗滑桩或挡土墙等, 同时采取必要的排水和防水措施才能使滑坡最终保持长期稳定。

## 参考文献(References):

- [1] 陈静曦, 章光, 袁从华, 等. 顺层滑移路堑边坡的分析和治理[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(1): 48 - 51.(Chen Jingxi, Zhang Guang, Yuan Conghua, et al. Analysis and treatment of bedding-slip cut slope[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2002, 21(1): 48 - 51.(in Chinese))
- [2] 袁从华, 章光, 闵弘, 等. 某高速公路K90~K95滑坡表现形式及工程整治设计[J]. 岩土力学, 2002, 23(3): 334 - 336.(Yuan Conghua, Zhang Guang, Min Hong, et al. Behaviors of the landslide on the K90 - K95 section of a freeway and rectification design[J]. Rock and Soil Mechanics, 2002, 23(3): 334 - 336.(in Chinese))
- [3] 袁从华, 章光, 杨明亮, 等. 某公路顺层滑坡的整治及对该区段选线的反思[J]. 岩土力学, 2003, 24(3): 428 - 430.(Yuan Conghua, Zhang Guang, Yang Mingliang, et al. A way of harnessing an old landslide of a highway and thinking about the selected route of the zone[J]. Rock and Soil Mechanics, 2003, 24(3): 428 - 430.(in Chinese))
- [4] 刘特洪, 林天健. 软岩工程设计理论与施工实践[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2001.(Liu Tehong, Lin Tianjian. Design Theory and Construction Practice of Soft Rock Engineering[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2001.(in Chinese))
- [5] 叶金汉. 岩石力学参数手册[M]. 北京: 水利电力出版社, 1991.(Ye Jinhan. Handbook of Rock Mechanics Parameters[M]. Beijing: Water Resources and Electric Power Press, 1991.(in Chinese))