

# 滑坡地段路基稳定性研究

陈静曦

刘代全

(中国科学院武汉岩土力学研究所 武汉 430071) (湖南省潭邵高速公路建设有限公司 邵阳 410000)

**摘要** 介绍一种简单实用的分析滑坡地段路基稳定性的计算方法,并详细讨论了其计算分析过程。从不同滑移层面入手进行了分析计算,其成果对路堑边坡稳定性的快速分析有重要意义。

**关键词** 滑坡地段路基,稳定性,加固处理

**分类号** TU 457

**文献标识码** A

**文章编号** 1000-6915(2002)10-1519-04

## 1 前言

公路路基是一种线型结构物,它的稳定性在很大程度上取决于当地的自然条件,若设计不当或对其地形、气候、水文与地质,土类、地质条件,植物覆盖等因素了解不全面,或者因外荷载作用及路基结构、施工方法、养护措施等人为因素的作用,都可能对公路路基的稳定性产生不可忽视的影响。

某高等级公路某路段原设计为填方路基,在路基附近原有民房,后又修渠放水。几年前发现民房有明显裂缝,最大裂缝超过 52 cm。水渠右岸多处被挤出错动,局部地段被挤垮、挤窄,而水渠下方的机耕道由于渠岸滑坡已被阻塞半边。当填方路基某处填至 183 m 高程时(公路右侧局部填高超过 10 m),发现在回填土顶面有明显拉裂缝,填方路基下也出现新的裂缝。而水渠右岸的砌墙挤出、错动更为明显。路基的不稳定危及水渠的正常使用,并有可能影响水渠下民房的安全,其危害和后果将十分严重。针对这一工程所产生的问题,笔者通过现场调查和地质资料分析,对路基稳定性进行分析计算<sup>[1~12]</sup>,对路基加固提供了必要的依据。

## 2 滑坡区地质调查分析

根据现场调查、钻孔资料和人工挖孔资料,滑坡区主要地层为:

(1) 耕植土:厚 0.5~1.2 m,灰褐色,松散,普

遍存在。

(2) 亚粘土:大部分钻孔和人工挖孔中存在,一般厚为 1.5~2.0 m,局部厚达 6.0 m,呈黄红色,硬塑,松散结构,含小块石。

(3) 碎石土:黄~黄褐色,松散到中密状态,碎石主要成分为灰岩碎块,大部分孔中可见,厚度一般为 2.0 m 左右,局部达到 4.0 m。

(4) 炭质页岩及劣质煤层:只在局部地方出现,厚约 8.0~12.0 m,有时中间夹有硅化灰岩。灰黑色,岩性软弱,遇水浸泡易变为软塑状土,为泥煤,局部夹有硬煤矸石。

(5) 灰质页岩夹硅化灰岩:灰黑色,以强风化灰质页岩为主,呈薄层状,岩性软硬不均,岩芯呈碎块状,厚度为 2.0~12.0 m,只在极少数钻孔中发现。

(6) 硅化灰岩:灰色,弱~微风化层,岩性较坚硬,裂隙发育,局部地层有方解石脉,一般有溶蚀现象,普遍存在。

综上所述,将该段滑体处的岩层划分为 3 层:第 1 层为耕植土、亚粘土层和碎石土层,层厚约为 2.8~3.8 m;第 2 层为全风化、强风化岩层,岩性破碎,裂隙发育,层厚一般为 2.7~4.0 m;第 3 层为中风化和弱风化层,岩体基本完整,力学指标值  $c$ ,  $\phi$  值较高。

## 3 滑体稳定性计算方案

边坡稳定性分析和计算是边坡研究的核心问

2001 年 12 月 25 日收到初稿,2002 年 1 月 22 日收到修改稿。

作者 陈静曦 简介:女,41 岁,硕士,1982 年毕业于中国科技大学近代力学系,现为高研,主要从事道桥岩土工程试验研究方面的工作。

题, 目的是确定经济合理的边坡开挖方案或分析已有边坡的稳定程度, 并为拟定边坡加固措施提供依据。边坡计算的方法有极限平衡法、有限元法、界面元法、块体元法、FLAC 和概率法等, 其中极限平衡法为最基本的方法<sup>[1~8]</sup>。

采用极限平衡法进行计算时假定: (1) 滑体为一刚体, 不考虑滑体本身的变形; (2) 当稳定性系数  $k=1$  时, 滑体处于极限平衡状态。

滑动面呈折线形的滑坡的稳定性多采用传递系数法计算。计算时按滑面折线转折点将滑体分块, 并假定: (1) 每一块段的滑面为一直线; (2) 各块段下滑推力的作用方向平行于相应各块段的滑面, 其作用点位于两块段分界面的中点。传递系数法的条块作用力系见图 1。图中:  $F_i$  为条块剩余下滑力,  $Q_i$  为水平作用力,  $W_i$  为条块自重,  $N_i$  为条块底部的总法向力,  $T_i$  为条块底部的总切向力,  $\alpha_i$  为条块底面倾角。

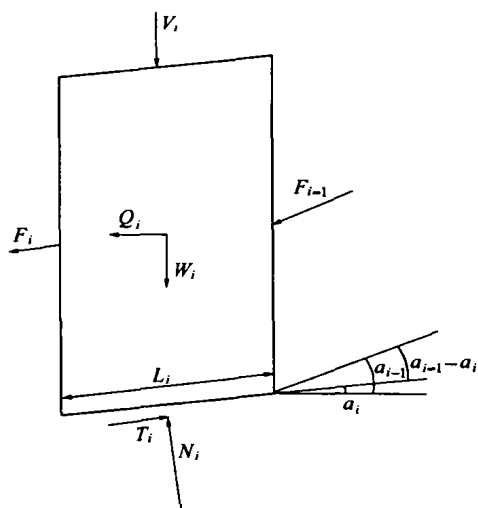


图 1 条块作用力系(传递系数法)

Fig.1 Effective force system of slices with transfer coefficient method

传递系数法的表达式如下:

$$\left. \begin{aligned} F_i &= K_s [(W_i + V_i) \sin \alpha_i + Q_i \cos \alpha_i] + F_{i-1} \psi_{i-1} - \\ &\quad c_i l_i - [(W_i + V_i) \cos \alpha_i - Q_i \sin \alpha_i - u_i l_i] \tan \varphi \\ \psi_{i-1} &= \cos(\alpha_{i-1} - \alpha_i) - \frac{\tan \varphi_i}{k_s} \sin(\alpha_{i-1} - \alpha_i) \\ F_0 &= 0 \end{aligned} \right\} (1)$$

式中:  $F_i$  为第  $i$  条块的剩余下滑力;  $\psi_i$  为第  $i-1$  块段传至第  $i$  块段的传递系数;  $k_s$  为抗滑安全系数;  $c_i$  为第  $i$  条块滑动底面处岩土粘聚力;  $l_i$  为第  $i$  条块滑动底面的长度;  $\varphi_i$  为第  $i$  条块滑动底面处岩土

的内摩擦角;  $W_i$  为第  $i$  条块的自重;  $V_i$  为第  $i$  条块上部的垂直作用力;  $\alpha_i$  为第  $i$  条块滑动底面倾角;  $\alpha_{i-1}$  为第  $i-1$  条块滑动底面倾角;  $u_i$  为第  $i$  条块滑动底面处的孔隙水压力;  $Q_i$  为第  $i$  条块上作用的水平力, 可为地震、爆破作用等效水平力或垂直裂隙上的水压力等。

## 4 滑坡体稳定性反分析

选取 2 个计算剖面进行滑坡体稳定性反分析计算。

第 1 个剖面为滑体自然地形边坡 K1-K3-K4 剖面(图 2), 其滑坡的入口处和出口处高程分别为 198 和 167 m。

第 2 个剖面为滑体自然地形边坡 K1-K5 剖面(图 3), 其滑坡的入口处和出口处高程分别为 196 和 167 m。

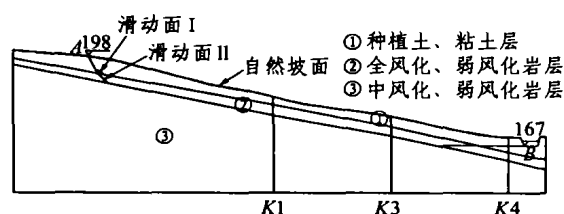


图 2 自然边坡 K1-K3-K4 计算剖面图

Fig.2 Section of natural slope K1-K3-K4 for calculation

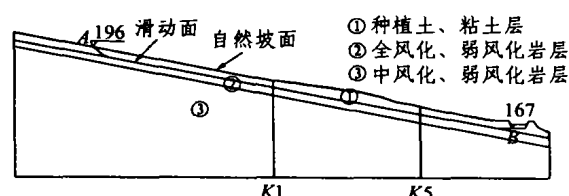


图 3 自然边坡 K1-K5 计算剖面图

Fig.3 Section of natural slope K1-K5 for calculation

滑动面确定为第 1 层土体和第 2 层岩层的界面(即假定第 1 层土体沿第 2 层岩体表面滑动)。假设第 1 层土体在自然边坡状态下处于极限平衡状态, 由此反算第 1 层土体的抗剪强度指标  $c$ ,  $\varphi$  值。第 1 层土体的容重为  $\gamma = 19.8 \text{ kN/m}^3$ 。

经计算, 得到一系列满足滑体处于极限平衡状态( $k_s = 1.0$ )的  $c$ ,  $\varphi$  值, 列于表 1 和表 2 中(即“ $k_s = 1.0$ ”一栏中的  $c$ ,  $\varphi$  值)。

根据工程经验, 第 1 层土体的抗剪强度指标建议选取表 1 中的  $c = 4.67 \text{ kPa}$ ,  $\varphi = 8.0^\circ$ 。

表1 滑体 K1-K3-K4 剖面计算结果

Table 1 Calculated results of section of landslide block K1-K3-K4

$K_s=1.0$ (反算 $c$ , $\varphi$ 值)		$k_s \geq 1.25$	$k_s \geq 1.30$
$c/kPa$	$\varphi/(^\circ)$	承受的推力/ $kN \cdot m^{-1}$	承受的推力/ $kN \cdot m^{-1}$
0.00	11.8	$\geq 390$	$\geq 460$
2.25	10.0	$\geq 390$	$\geq 460$
3.48	9.0	$\geq 400$	$\geq 460$
4.67	8.0	$\geq 400$	$\geq 460$
5.82	7.0	$\geq 400$	$\geq 460$

表2 滑体 K1-K5 剖面计算结果

Table 2 Calculated results of section of landslide block K1-K5

$K_s=1.0$ (反算 $c$ , $\varphi$ 值)		$K_s \geq 1.25$
$c/kPa$	$\varphi/(^\circ)$	承受的推力/ $kN \cdot m^{-1}$
0.00	11.93	$\geq 320$
0.96	11.00	$\geq 320$
2.01	10.00	$\geq 320$
3.04	9.00	$\geq 330$
4.06	8.00	$\geq 330$
6.07	6.00	$\geq 330$
7.08	5.00	$\geq 330$

## 5 路基稳定性计算

为了保证路基的安全,对路基基底坐落在不同岩层上的各种情况下的稳定性进行计算分析。

### 5.1 路基直接修筑在自然边坡上

当路基直接修筑在自然边坡上时,其计算剖面如图4所示,其滑体的入口处A点和出口处B点高程分别为198和167m。对假定滑体沿第1,2层岩体交界面(工况A)和沿第2,3层岩体交界面(工况B)滑动的2种工况分别计算分析如下。

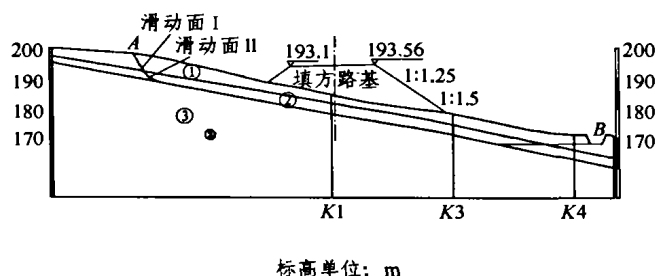


图4 自然边坡上填筑路基的计算剖面图

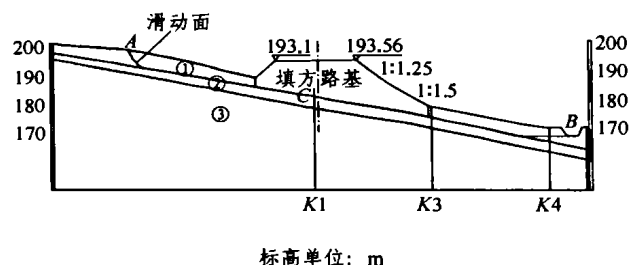
Fig.4 Section of packed subgrade on natural slope for calculation

工况A:滑动面为I,其抗剪强度指标取与第1层土体相同,即 $c=4.67 kPa$ , $\varphi=8.0^\circ$ ;取第1层土体容重 $\gamma=19.8 kN/m^3$ ,填方土容重 $\gamma=21.0 kN/m^3$ 。经计算,滑坡体的抗滑安全系数 $k_s=0.88$ 。欲将 $k_s$ 提高到1.30,支挡工程结构需承受的推力为1070 kN/m。

工况B:滑动面为II,其抗剪强度指标取值与第2层岩体相同,即 $c=7.0 kPa$ , $\varphi=10.0^\circ$ ;取第2层岩体容重 $\gamma=22.0 kN/m^3$ ,填方土容重 $\gamma=21.0 kN/m^3$ 。经计算,滑坡体的抗滑安全系数为 $k_s=1.07$ 。欲将 $k_s$ 提高到1.30,支挡工程结构需承受的推力为950 kN/m。

### 5.2 路基选在第1,2层交界面上

当路基填筑在第1层土体与第2层岩层交界面上时,计算剖面如图5所示。滑体的入口处A点高程为198m,滑体的出口处B点高程为167m,滑动面为ACB。滑动面的抗剪强度取值与第1层土体相同,即 $c=4.67 kPa$ , $\varphi=8.0^\circ$ ;取第1层土体的容重 $\gamma=19.8 kN/m^3$ ,填方土的容重为 $\gamma=21.0 kN/m^3$ 。经计算,得滑坡体的安全系数为0.83,说明如果路基填筑在第1层土体中,路基将处于不稳定状态。



标高单位: m

图5 边坡路基(1~2层面)K1-K3-K4 计算剖面图

Fig.5 Section of slope subgrade K1-K3-K4 for calculation

### 5.3 路基选在第2,3层交界面上

当路基填筑在第2层岩层与第3层岩层交界面上时,计算剖面如图6所示。滑动面为ACB,第2,3层岩层交界面处的滑动面的抗剪强度值取第2层岩体的抗剪强度值,即 $c=7.0 kPa$ , $\varphi=10.0^\circ$ ;取填方土的容重为 $\gamma=21.0 kN/m^3$ ,第2层岩体的容重为 $\gamma=22.0 kN/m^3$ 。经计算,得滑坡体的安全系数为1.06,说明如果路基填筑在第2层岩体中时,路基的长期稳定性较差需要进行加固处理。

### 5.4 路基选在第3层岩体中

路基选在第3层岩体中,计算剖面如图6所示,滑动面为ACB,当第2,3层岩体交界面处的滑动

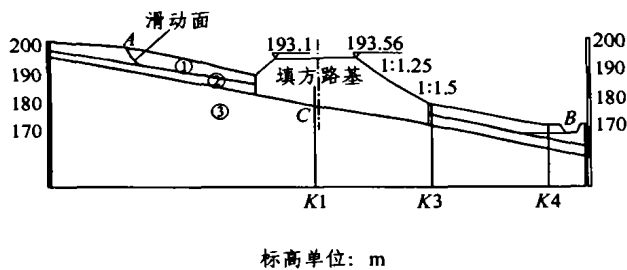


图 6 边坡路基(2~3 层面)K1-K3-K4 计算剖面图  
Fig.6 Section of slope subgrade K1-K3-K4 for calculation

面的抗剪强度值取  $c = 11.0 \text{ kPa}$ ,  $\varphi = 12.0^\circ$  时, 经计算, 得滑坡体的安全系数  $k_s = 1.30$ 。根据工程经验可知, 第三层岩体的抗剪强度  $c$ ,  $\varphi$  值均应分别大于  $11.0 \text{ kPa}$  和  $12.0^\circ$ , 这说明当路基处于第 3 层岩体中时, 路基的抗滑稳定的安全系数可满足长期稳定要求。

## 6 结论与建议

经计算分析, 得出结论如下:

(1) 本处边坡将在第一层耕植土、亚粘土层和碎石土层中产生滑移, 滑体厚度约  $4 \text{ m}$ , 属浅层滑坡。

(2) 如果考虑采用高架桥作为滑坡地段的路基建筑物, 必须对滑坡体进行加固处理, 设置的支挡结构所承受的推力为  $460 \text{ kN/m}$ 。当采用抗滑桩进行加固时, 锚固段必须进入中、微风化岩层。若考虑在自然边坡上填筑路基, 必须对滑坡体进行加固处理, 设置的支挡结构所承受的推力为  $1070 \text{ kN/m}$ 。

当采用抗滑桩进行加固时, 锚固段也必须进入中、微风化岩层。

(3) 若考虑采用挖方填筑路基, 路基底部应直接填筑在第 3 层中、微风化岩层中, 同时注意采取有效排水措施, 路基方可满足长期稳定。

## 参考文献

- 1 王庚芬. 边坡的渐进破坏及稳定性分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2000, 19(1): 29~33
- 2 章青, 单家寿. 三峡船闸高边坡稳定分析的界面元法与评判准则[J]. 岩石力学与工程学报, 2000, 19(3): 285~288
- 3 寇晓东, 周维垣, 杨若琼. FLAC-3D 进行三峡船闸边坡稳定分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2001, 20(1): 6~10
- 4 任青文, 余天堂. 边坡稳定的块体单元法分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2001, 20(1): 20~24
- 5 李亮, 刘宝琛. 边坡极限承载力的下限分析法及其可靠度理论[J]. 岩石力学与工程学报, 2001, 20(4): 508~513
- 6 陈晓平, 杨春和, 白世伟. 软基上吹填边坡蠕变特性有限元分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2001, 20(4): 514~518
- 7 谭晓慧. 多滑面边坡的可靠性分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2001, 20(6): 822~825
- 8 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
- 9 交通部第二勘察设计院[M]. 北京: 人民交通出版社, 1997
- 10 孙玉科. 边坡岩体稳定性分析[M]. 北京: 科学出版社, 1988
- 11 陈静曦, 彭衡和. 高速公路边坡治理中挡土墙的应用[A]. 见: 段子焕主编. 道桥技术新进展[C]. 西安: 陕西人民教育出版社, 2001
- 12 孙广忠. 中国典型滑坡[M]. 北京: 科学出版社, 1988

## RESEARCH ON SUBGRADE STABILITY IN LANDSLIDE AREAS

Chen Jingxi<sup>1</sup>, Liu Daiquang<sup>2</sup>

(<sup>1</sup>Institute of Rock and Soil Mechanics, The Chinese Academy of Sciences, Wuhan 430071 China)

(<sup>2</sup>Tanshao Expressway Ltd., Shaoyang 410000 China)

**Abstract** A simple and applicable calculation method is presented to analyse the subgrade stability in landslide areas. The process of calculation analysis is discussed in detail. Both calculation and analysis are made on different slide surfaces. The research results are of significance for fast analysis on the stability of cut slope.

**Key words** subgrade in landslide areas, stability, reinforcement measures