

上(陵)埔(前)高速公路沿线滑坡成因及稳定性评估

邱向荣¹, 郑健生², 谭家明², 袁仁茂³

(1. 广东省华南工程物探技术开发总公司, 广州 510080;

2. 广东省工程勘察院, 广州 510510; 3. 北京大学环境学院, 北京 100871)

摘要: 上(陵)埔(前)高速公路沿线黏性土滑坡产生的内因主要是土体抗软化能力差, 且处于侵蚀作用较强烈的微地貌环境中, 诱发因素主要是降雨强度较大、不利的地下水动力条件和人为破坏坡体结构。岩层滑坡主要是受不利的结构面组合所控制。经评估, 沿线滑坡目前处于不稳定—基本稳定状态。

关键词: 滑坡; 成因; 稳定性; 上(陵)埔(前)高速公路

中图分类号: P642. 22

文献标识码: A

文章编号: 1005-3409(2003) 03-0033-04

Causes and Stability Evaluation for Landslides
Along the Speedway From Shangling to Puqian

QIU Xiang-rong¹, ZHENG Jian-sheng², TAN Jia-ming², YUAN Ren-mao³

(1. Guangdong South China Engineering Geophysics Technology Development Co., Guangzhou, 510080, China;

2. Guangdong Site Investigation Institute, Guangzhou 510510, China;

3. College of Environmental Sciences of Peking University, Beijing 100871, China)

Abstract: The poor ability of soil mass to resist intenerating and the micro-geomorphology with heavy erosion are the primary causes for landslides in the clayish soil layers along the speedway from Shangling to Puqian. Rainfall, disadvantage hydrological condition and the structure destroyed by human's activities are the major trigger factors. The transportation landslides were controlled mainly by inter-layer shear zones. According to the careful researching, authors found that landslides along the speedway fall in between just stability and instability.

Key words: landslides; causes; stability; speedway

上(陵)埔(前)高速公路位于广东省河源市境内, 起点位于广东省和平县与江西省交界的上陵镇, 止于河源市南部埔前镇, 全长约 135 km。经对该公路进行建设用地地质灾害危险性评估, 认为该公路沿线所存在的滑坡是最主要的已发地质灾害, 也是公路建设中应重点防治的地质灾害对象之一。¹ 本文将对该公路沿线滑坡的成因及稳定性进行探讨。

1 滑坡基本特征

沿线滑坡共有 17 处(图 1), 均属浅层滑坡, 其中规模属小型的有 12 处、中型 2 处、大型 2 处、巨型 1 处, 共包括岩层滑坡和黏性土滑坡两大类^[1]。其中岩层滑坡 1 处(编号为 H3), 为工程滑坡; 黏性土滑坡 16 处, 包括 4 处工程滑坡和 12 处自然滑坡。工程诱发的黏性土滑坡多发生于人工边坡坡度陡峭、坡面无防护地段, 其规模较小; 自然黏性土滑坡则多发生于微环谷地貌中, 且坡度不太陡峭的坡脚部分, 或者

坡脚有水沟、丘间沟谷地段, 其中处于微环形谷地中的滑坡规模以中等—大型为主, 其他则以小型为主。岩层滑坡主要受不利的结构面组合所控制, 规模一般为中型。下面以 H3、H6 为例来说明沿线岩层滑坡和黏性土滑坡的基本特征。

H3: 位于 K28+ 850 左 500 m 处, 体积 6 000 m³(中型), 为岩层滑坡。该滑坡位于人工岩质边坡中, 斜坡高 60 m, 坡度 60°; 坡向 120°; 岩层产状 185° ∠ 48°; 主控节理产状为 95°

70°。滑坡平面呈矩形, 剖面呈阶梯状; 滑体为强夹弱风化变质砂岩, 长 75 m、宽约 20 m、厚 3 ~ 5 m, 堆积坡度 55 ~ 60°; 滑坡轴走向 120°; 滑坡后壁新鲜、高 0.5 ~ 1.0 m, 坡脚堆积有坠落岩块; 滑动面为层面和节理面, 剖面呈折线形; 滑床为强夹弱风化变质砂岩。

H6: 位于 K39+ 000 左 500 m, 体积 110 000 m³(巨型), 为黏性土滑坡。该滑坡位于自然土质斜坡下部, 坡高约 35 m, 坡度 20 ~ 30°; 坡脚为冲沟, 长期积水。滑坡平面近似半圆

¹ 收稿日期: 2003-04-25

作者简介: 邱向荣(1973-), 男, 工程师, 研究方向为岩土工程、地质环境灾害、工程勘察等, 已发表论文多篇。

¹ 阿(荣旗)深(圳)公路上(陵)埔前高速公路建设用地地质灾害危险性评估报告, 2002。

形,剖面多呈直线形,局部阶梯状;滑体为侵入岩坡残积亚黏土,长 80 m、宽 200 m、厚 5~6 m,堆积坡度 15~25°;滑坡轴

走向 300°;滑坡后壁较新鲜,局部长草,高 1~3 m;滑动带为亚黏土,剖面呈弧形;滑床主要为全—强风化闪长岩。

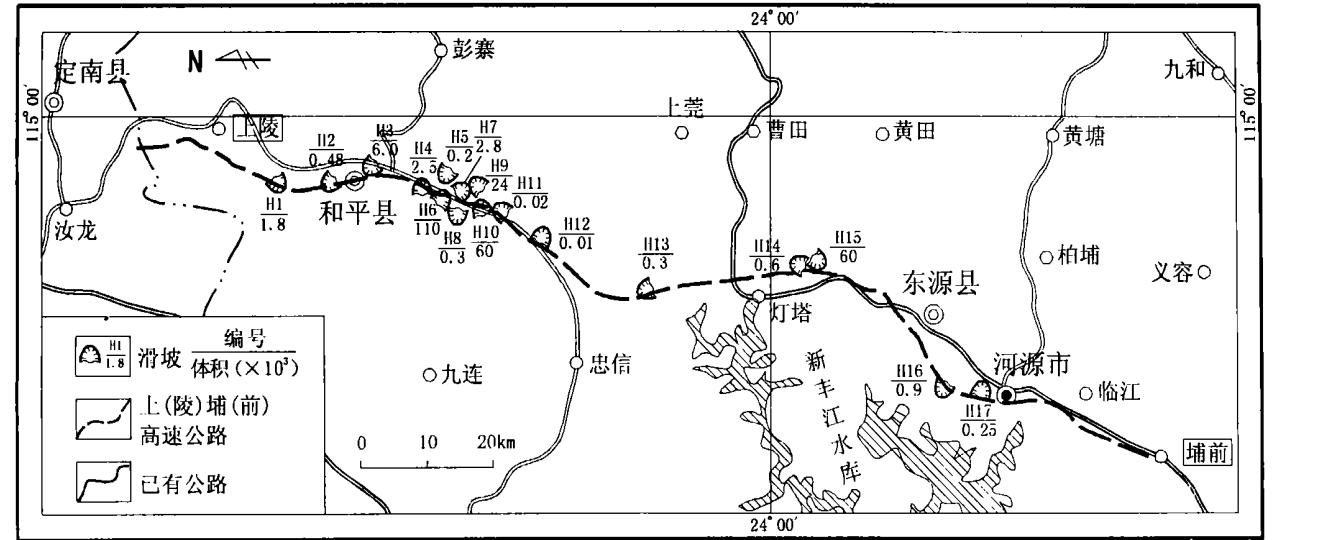


图 1 滑坡平面位置示意图

2 滑坡成因分析

2.1 岩层滑坡

岩层滑坡(H3)为工程诱发的浅层滑坡,位于人工边坡中,由Pz₁强夹弱风化岩变质砂岩组成。岩层走向与边坡走向斜交,属切向坡,故山体是稳定的。诱发滑坡的主导因素如下:

(1) 岩体节理发育,并有一组主控节理与岩层层面的交线倾向与坡向基本相同,倾角略小于坡度角(图 2),故此,层面与该节理所分割的岩体处于不稳定状态。

(2) 因坡脚为强夹弱风化岩,基座较软弱。

上述两点为滑坡产生的内因。

(3) 诱发边坡失稳的外因是人工边坡开挖坡度陡峭;另外,在雨季期间,主控结构面受水的影响,抗滑力降低,从而诱发岩体整体沿结构面产生下错,触发边坡失稳。

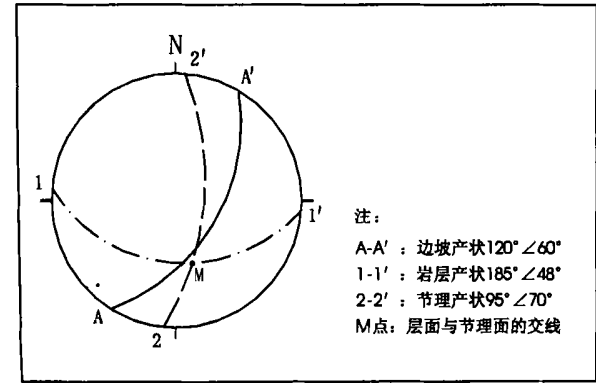


图 2 H3 处边坡结构面赤平极射投影图

2.2 黏性土滑坡

通过将各滑坡形成条件进行对比分析,可以得出沿线土

层滑坡的控制因素主要有如下几点:

(1) 土体性质:红层风化亚黏土黏粒含量较大,局部亲水矿物含量较大,具弱膨胀性(表 1),其抗软化能力差,受水浸润容易变松软。花岗岩等侵入岩类风化土虽然具有高强度、低压缩性的特点,但同时具有大孔隙和遇水崩解的特性,故受水影响其抗剪强度迅速降低,此为土层滑坡形成的主要内因。

(2) 微地貌形态:自然滑坡的微地貌形态表现为坡脚为排水沟、丘间沟谷或处于微环谷地貌中,地貌上决定滑坡体或其前缘为地表水、地下水的汇集部位,因此,在雨季期间,地表水的冲刷和地下水的潜蚀、浸润作用显著增强,而土坡的稳定性与水是密切相关的,因此,在地表水、地下水的协同作用下容易触发土体失稳。人工边坡的特征则表现为坡度陡峭、坡面无防护。坡度陡峭造成土体不稳定,而坡面无防护则有利于水的入渗,加剧边坡土体失稳。

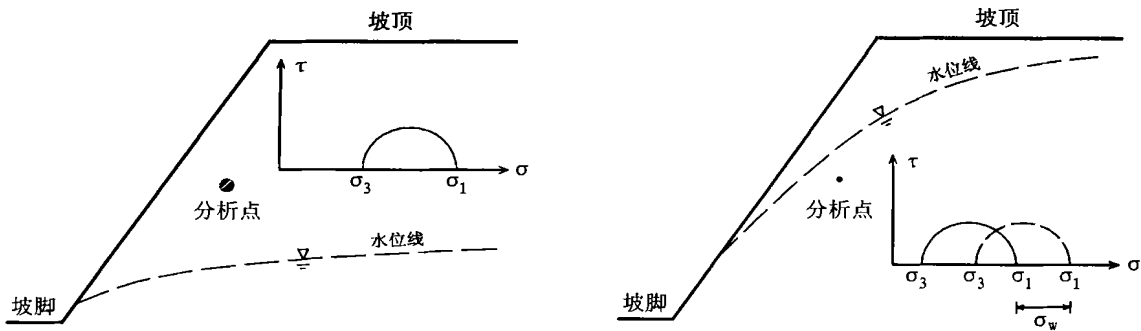
(3) 降雨强度:评估区地处亚热带气候区,温暖潮湿,雨季与旱季分明。年最大降雨量 2 732 mm,每年 5~8 月为丰水期,降雨量占全年的 70%,其中五、六月份降雨量占全年总降雨量的 37%^④。由于该区雨季常降暴雨,降雨集中、强度大,故对土坡稳定性很不利。

(4) 水文地质条件:从微地貌上划分,沿线土层滑坡多发生于丘陵斜坡,而丘陵区地下水的动态变化特征主要是旱季丘顶无水(埋深大),坡脚有潜水型孔隙水,雨季潜水面则明显抬升,而潜水面的抬升将明显改变斜(边)坡土体的应力状态。如图 3 所示,地下水位线下的土体会受到水压力的作用,从而降低其有效应力,而水位线上的土体则不受水的影响。有效应力减小的一方面会由于作用在潜在破坏面上的法向应力降低而导致其抗剪力降低,另一方面也会导致土体本身

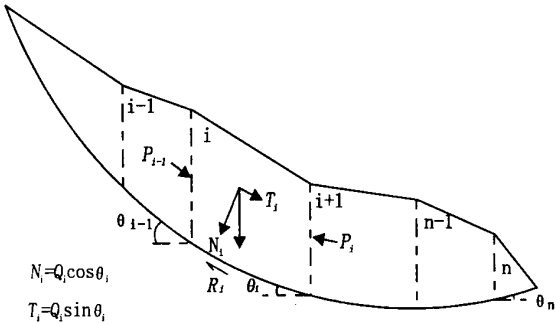
^④ ④ 1 20 万连平幅水文地质普查报告。

质被带走(在岩土界面尤为明显),也会降低土体强度,从而诱发土体失稳滑动。

土样编号	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7
里程	K50+ 200	K53+ 200	K65+ 500	K69+ 460	K70+ 500	K79+ 180	K83+ 500
自由膨胀率	20.0	15.0	30.0	40.0	40.0	15.0	18.0
黏粒含量	35.0	54.0	42.0	55.0	52.0	16.0	35.0



综上所述,诱发评估区土层滑坡的内因主要是覆盖土层抗软化能力差,且多处于侵蚀作用较强的微地貌环境中,外因主要是降雨强度较大,雨季较集中,而雨季岩土界面的地下水动力条件不利于土坡稳定。另外,人工开挖边坡较陡、坡面无防护也是诱发土层滑坡的重要外因。



稳定性计算选取滑坡轴线为剖面,稳定性计算简图见图 4,计算公式见式 1-4^[3]。

由于花岗岩等侵入岩残积土的天然重度在其他岩土工程勘察中已积累了丰富的资料,且其数值的变异性较小,故天然重度较容易获得,故关键是如何确定滑动带的 c 、 φ 值。计算时根据滑坡的稳定状态特征,结合工程实践经验,适当调整滑动带的 c 、 φ 值,并通过反复试算来确定滑动带的 c 、 φ 值,在此基础上便可计算滑坡在现状条件下的稳定系数(表2)。

$$F_s = \frac{\begin{matrix} n-1 & n-1 \\ (R_i & \Psi_j) \end{matrix} + R_n}{\begin{matrix} i=1 & i=i \\ n-1 & n-1 \end{matrix}} \quad (1)$$

$$\Psi_j = \cos(\theta_i - \theta_{i+1}) - \sin(\theta_i - \theta_{i+1}) \tan \varphi_{i+1} \quad (2)$$

$$\Psi_j = \Psi_i \Psi_{i+1} \Psi_{i+2} \dots \Psi_{n-1} \quad (3)$$

$$R_i = N \tan \varphi_i + c_i L_i \quad (4)$$

式中: F_s ——稳定系数; R_i ——作用于第 i 块段的抗滑力 (kN); φ_i ——第 i 块段土的内摩擦角 ($^\circ$); θ_i ——第 i 块段滑面的倾角 ($^\circ$); c_i ——第 i 块段土的黏聚力 (kPa); L_i ——第 i 块段滑动面长度 (m); T_i ——作用于第 i 块滑动面上的滑动分力 (kN/m), 出现与滑动方向相反的滑动分力时, T_i 取负值; ψ_i ——第 i 块段的剩余下滑动力传递至 $i+1$ 块段时的传递系数 ($j=i$)。

从表 2 可见, H1、H2、H4、H9、H10、H15、H16、H17 的滑坡稳定系数处于 1.1~1.3 之间, 即处于基本稳定状态; H7、H8、H13 的稳定系数在 1.0~1.1 之间是处于较不稳定状态; 而 H5、H6、H11、H12 和 H14 的稳定系数小于 1.0, 处于不稳定状态, 目前处于临滑状态。

从表 2 还可看出, $F_s < 1$ 的滑坡稳定系数与滑坡的现状不相符, 因为按极限平衡的原理, 当滑动力大于抗滑力时, 滑

评价滑坡稳定性时,采用定量计算和野外滑坡特征所进行的定性分析两者相结合的方法进行综合评估。

(1) 岩层滑坡。由于诱发滑坡的内因为不利的接力组合,且滑体堆积坡度仍较陡峭,滑坡后壁见有新产生的拉张裂缝,说明下部岩体失稳已诱发坡顶破碎岩体出现更大规模的松动,显然该滑坡是处于不稳定状态。若滑坡前缘受人工开挖清除,或洪暴期间受水的冲刷、浸润,则该滑坡将可能会再次复活。

(2) 黏性土滑坡。由于斜(边)坡已失稳,滑动面已知,故滑坡的稳定性评估采用传递系数法。该方法是假定条块间的合力方向与上一条块滑动面平行,适用于圆弧或非圆弧滑面^[2]。

坡体将处于滑动状态,但现状上这些滑坡并没有在滑动。其原因是极限平衡法计算滑坡稳定系数时,均隐含着与计算剖面垂直的滑动面无限延伸这一条件,是不考虑条块与其两侧

滑体之间的摩擦力的,故此 F_s 偏小。由此说明,表中的 F_s 基本上是合理的,即当 F_s 接近 1 时,该滑坡处于临滑状态,若受雨水影响,则可继续下滑。

表 2 黏性土滑坡稳定系数

滑坡编号	H1	H2	H4	H5	H 6	H7	H8	H9
滑体 $\gamma/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	18. 5	18. 5	18. 5	18. 5	18. 5	18. 5	18. 5	18. 5
滑动带 c/kPa	30	28	25	18	18	20	20	30
滑动带 $\varphi/^\circ$	22	20	21	15	15	18	18	20
稳定系数 F_s	1. 26	1. 12	1. 13	0. 96	0. 98	1. 01	1. 04	1. 12

滑坡编号	H10	H11	H12	H 13	H14	H15	H16	H17
滑体 $\gamma/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	18. 5	18. 7	18. 7	18. 7	18. 5	18. 5	18. 7	18. 7
滑动带 c/kPa	30	18	18	20	20	25	25	25
滑动带 $\varphi/^\circ$	23	15	15	18	15	20	22	22
稳定系数 F_s	1. 29	0. 97	0. 99	1. 03	0. 98	1. 15	1. 23	1. 27

4 结 语

上(陵)埔(前)高速公路沿线滑坡以黏性土浅层滑坡为主,个别为岩层滑坡。产生黏性土滑坡的内因主要是土体抗软化能力差,且处于侵蚀作用较强烈的微地貌环境中,外因主要是降雨强度较大、不利的地下水动力条件和人为破坏坡

体结构;岩层滑坡主要是受不利的结构面组合所控制。经评估,沿线滑坡目前处于不稳定—基本稳定状态。另外,基于建设用地质灾害危险性评估的研究深度,目前仍无法全面提供滑坡防治设计所需参数。故建议对有关滑坡的稳定性及危害性进行深入的勘察和论证,以便对症下药,采取有效的防治措施。

参考文献:

[1] 工程地质手册编写委员会. 工程地质手册(第三版)[M] . 北京: 建筑工业出版社, 1992.
[2] 张咸恭, 等. 中国工程地质学[M] . 北京: 科学出版社, 2000.
[3] GB 50330— 2002 . 建筑边坡工程技术规范[S].

(上接第 28 页)

$$B_3 = (0.490, 0.390, 0.120)$$
$$B = A \quad R = (0.480, 0.428, 0.092)$$

根据最大隶属度原则,可综合判定该边坡属于危险性大(V_1)的边坡。另外可以看出该边坡同时也较接近危险性中等,但不可能属于危险性小,这与实际情况是比较吻合的。

5 结 论

(1) 模糊综合评判决策是对受多因素影响的事物做出全面评价的一种十分有效的多因素决策方法,适合于边坡这类由多因素控制其危险性的工程项目。在地灾评估中采用模糊综合评判方法可以将本来模糊的、主观性很大的定性评估转

变为定量评判,其思路清晰、评判结果直观,且能够满足地灾评估的精度要求,是提高评估结果科学性的一种有效方法。

(2) 按本文所论述的方法来建立的评判模型,可以从宏观上预测边坡地质灾害危险性的总体趋势,但对于某一因素起主导作用的边坡,该预测模型可能会失效,但这种“个例”问题并不是地灾评估的主要目的。

(3) 边坡危险性预测的模糊综合评判法关键是评判因素的选取是否有代表性,以及因素的权重、单因素评判及模糊合成模型的选择是否科学合理。本文在提出模糊综合评判定量评估边坡危险性这一思路的同时,也相应地介绍上述问题的一些解决方法,但更为完善的评判体系仍需不断完善。

参考文献:

[1] 谢季坚,刘承平. 模糊数学方法及其应用(第二版)[M] . 武汉: 华中科技大学出版社, 2000.
[2] 崔政权, 李宁. 边坡工程—— 理论与实践最新发展[M] . 北京: 中国水利水电出版社, 1999.
[3] 张咸恭,王思敬, 张倬元, 等. 中国工程地质学[M] . 北京: 科学出版社, 2000.
[4] 张倬元,王士天, 王兰生. 工程地质分析原理[M] . 北京: 地质出版社, 1994.
[5] 工程地质手册编写委员会. 工程地质手册(第三版)[M] . 北京: 建筑工业出版社, 1992.
[6] 同济大学. 注册岩土工程师基础考试复习教程(下)[M] . 北京: 建筑工业出版社, 2002.