

# 沪蓉西高速公路贺家坪段顺层边坡结构稳定性分析

叶志华<sup>1</sup>, 刘昌雄<sup>2, 3</sup>

(1 湖北沪蓉西高速公路指挥部, 湖北 恩施 445000;

2 中国地质大学(武汉)工程学院, 湖北 武汉 430074; 3 湖北省第二地质队, 湖北 恩施 445000)

**摘 要:** 顺层边坡是工程实践中经常遇到也是较容易产生破坏的一类边坡, 其失稳问题一直是工程界极为瞩目和急需解决的问题之一。从地质力学角度分析了顺层边坡的形成机制, 抽象出了顺层边坡溃屈破坏的力学模型。利用结构力学的基本理论, 推导出了相应的计算公式, 并利用文中的理论方法, 分析了沪蓉西高速公路贺家坪段顺层边坡(桩号 k63- k64)的稳定性, 结果与实际情况吻合较好。

**关键词:** 顺层边坡; 溃屈破坏; 结构力学; 稳定性评价

**中图分类号:** P642.2

**文献标识码:** A

随着工程建设规模的不断扩大, 在交通、矿山、港口码头以及国防工程等领域都涉及到边坡工程问题, 其中顺层边坡是工程实践中经常遇到也是较容易产生破坏的一类边坡。顺层边坡是指岩层走向和倾向与边坡走向和倾向一致的边坡。在实际工程中, 通常把走向与岩层走向夹角  $< 20^\circ$ 、倾向接近的边坡视为顺层边坡。

顺层边坡的失稳问题很常见, 如京珠高速公路韶关段 k98工点路堑为顺层边坡, 1999- 11- 12边坡开挖, 发生沿软弱层面滑动的顺层滑坡, 影响工期15 d。同样, 在 k69和 k135工点也发生了顺层滑坡。因此, 顺层边坡的失稳问题是工程地质学和岩石力学领域内急待解决的问题之一。边坡稳定性的高低对于主体工程的正常运转有着非常重要的作用, 它关系到投资的成败和经济效益的好坏。

目前, 虽然对顺层边坡的稳定性评价和预测已有一定的研究, 同时也做了一些模型试验, 但一般多以定性描述为主, 尤其是对于溃屈失稳的研究, 实际工程中还不是很实用。本文根据顺层边坡的地质背景及力学作用机制, 利用板柱弹性稳定性理论, 并结合结构力学的知识, 推导出了相应的计算公式。实例分析表明, 利用文中的理论方法, 并结合工程现场

有效的量测手段, 可方便、有效的判定顺层边坡的稳定性。

## 1 顺层边坡的地质力学分析

如果岩体中有软弱夹层存在, 这些软弱夹层会将坚硬岩体分割成接近分离的板状。岩体中软弱夹层愈发育, 坚硬岩体被分割的愈薄, 板裂愈发育。在环境地应力改变时, 这种岩体便以板裂层(体)弯曲变形、溃屈、弯折破坏等形式进行变形和破坏<sup>[1]</sup>。

在自然界中, 板裂结构岩体是大量存在的。在力学作用上, 它遵守着梁板结构的变形和破坏规律, 具有这种力学作用的岩体为板裂介质岩体。具有板裂介质力学作用的岩体并不一定都是天然的板裂结构岩体。在一定的地应力条件下, 其他结构的岩体也可转化为板裂介质岩体而具有板裂结构岩体的力学作用规律。板裂介质岩体边坡的变形和破坏, 大体上可概括为三种: 顺层倾斜边坡溃屈破坏、直立边坡溃屈破坏和反倾向边坡倾倒变形。

无论是边坡岩体的破坏、坝基岩体的滑移还是地下洞室围岩的塌落, 岩体的失稳大多数是沿岩体中的软弱结构面发生的, 也就是说, 岩体在自重力和

收稿日期(Received date): 2005- 11- 06; 改回日期(Accepted): 2006- 01- 15。

作者简介(Biography): 叶志华(1965-), 男(汉族), 高级工程师, 现从事高速公路建设的技术研究与管理工作。[Ye Zhihua(1965-), male, senior engineer, major in technology research and administration of expressway construction.]

工程力作用下发生的破坏, 主要是由于由结构面切割成的结构体沿结构面发生剪切位移, 或拉开或发生了整体的累积变形和破裂。因此, 岩体的稳定性主要取决于: 1 结构面的物理力学性质及其空间分布位置和组合关系; 2 结构体的物理力学性质及其立体形式; 3 作用于岩体上的作用力的大小和作用方向。所以控制边坡岩体变形失稳破坏的主要因素应考虑以下几个: 1 岩体结构特征; 2 岩体应力; 3 地下水条件; 4 岩体 (包括不连续面和完整岩石) 的力学参数; 5. 地形地貌特征和边坡几何形状; 6 动荷载 (如地震和爆破效应) 等。

顺层边坡, 在自然状态下一般是处于稳定和较稳定状态, 它是由岩层倾向与坡向一致的层状结构的岩体组成, 类似若干层薄板叠加在一起而处于共同稳定的状态。当外部有扰动力作用时便会发生自身的变形及失稳活动<sup>[2]</sup>。如在边坡坡脚被切除时, 边坡系统受到干扰就会趋于不平衡状态, 随着岩层抗剪强度的下降会发生顺层滑动。在坡脚未破坏的情况下, 或者在边坡预加固状态下, 由于斜坡的长度和宽度远大于岩层厚度, 岩层在前缘受阻情况下也可发生中前部的挠曲变形或挤压变形, 从而也会造成边坡的失稳破坏。

顺层边坡的破坏形式主要表现为剪切滑动和溃屈破坏。当层状岩体的倾角与边坡坡角比较相近时, 溃屈破坏较易发生。岩体结构的溃屈破坏常常具有以板或梁的形式发生屈曲破坏的特征。在工程中, 岩板或岩梁的屈曲实际上并不意味着其承载能力的完全丧失, 而只是岩体结构稳定性发生改变的特征之一。也就是说, 此类岩体结构屈曲以后通常还具有一定的承载能力。因此, 进一步研究顺层边坡是否发生溃屈破坏是很有必要的<sup>[3]</sup>。

## 2 顺层边坡的结构力学分析

过去有一种观点认为, 倾斜层状边坡只要坡脚处岩层不被切断, 就不会发生破坏。近几十年来, 在我国西南山区发生的许多顺层滑坡, 边坡坡脚并未被切断, 雅砻江霸王山滑坡便属此类。如前所述, 板裂结构岩体变形与其它介质岩体的重大差别, 在于板柱弯曲变形, 即结构变形远远大于材料变形, 其破坏同样以结构失稳为主, 材料破坏居于次要地位。板裂介质岩体可以进一步抽象为由梁板柱组合成的结构, 其力学模型可以进一步简化为梁或柱。显然,

这是典型的结构力学问题, 可用能量平衡法来分析。

岩体力学模型是以地质模型及岩体力学作用机制为依据概括抽象出来的<sup>[4]</sup>。顺层边坡可视为若干层薄板叠加在一起, 如图 1 所示, 其溃屈破坏是板裂介质岩体以结构失稳方式的破坏形式。将实际工程中顺层边坡简化为如图 2 所示的力学模型。假设在与岩层面平行的两侧未受约束, 边坡的  $AB$  部分已和下层脱离, 是向外鼓出的弯曲段,  $BC$  部分是在底层岩石上滑动的下滑段。其中,  $P$  为岩层溃屈段上部的岩体自重沿岩层方向的分力,  $q_1$ ,  $q_2$  分别为岩体自重沿  $y$ ,  $x$  方向的分力。若沿岩层走向取单位宽度, 则  $q_1 = \gamma h \cos \alpha$ ,  $q_2 = \gamma h \sin \alpha$ , 故

$$P = l_0 (\gamma h \sin \alpha - \gamma h \cos \alpha \times \tan \phi - c) \quad (1)$$

式中  $\gamma$  为岩层的重度;  $h$  为滑动岩层的厚度;  $\alpha$  为岩层的倾角;  $l_0$  为滑动段的岩层长度;  $\phi$  为层间摩擦角;  $c$  为粘聚力。

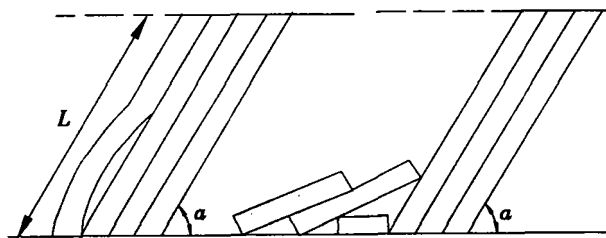


图 1 顺层边坡破坏过程示意图

Fig 1 Sketch map for fracture process of consequent slope

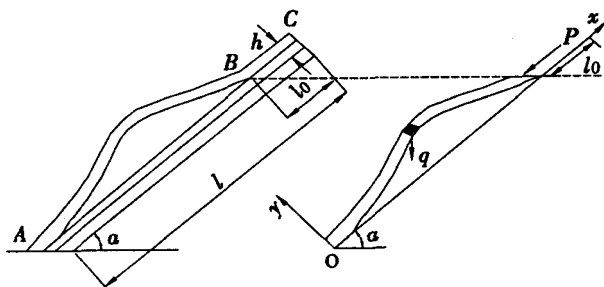


图 2 顺层边坡溃屈破坏的力学模型

Fig 2 Mechanical model of buckling failure for consequent slope

对图 2 所示的顺层边坡力学模型, 运用结构力学的能量原理进行分析<sup>[5]</sup>, 力所做的总功  $\Delta W$  应与岩体内部储存的变形能  $\Delta U$  相平衡, 即  $\Delta W = \Delta U$ 。

力对板柱做的功有:

1 力  $P$  做的功  $\Delta W_1$ :  $\Delta W_1 = P \times \Delta$  式中  $\Delta$  为在

力  $P$  作用下板柱轴向的变形量, 即  $\Delta = \frac{1}{2} \int_0^l (y')^2 dx$ ,

由此得  $\Delta W_1 = \frac{1}{2} \int_0^l (y')^2 dx$ , 式中  $y$  为横向弯曲变形的弹性曲线方程。

(2) 自身重力作用所做的功为  $\Delta W_2 = \Delta \times Q_x$ ,  $Q_x = q(l-x) \sin \alpha$ ,  $\Delta W_2 = \frac{1}{2} \int_0^l q(l-x)(y')^2 \sin \alpha dx$ 。

内部储存的变形能:

(1) 板内储存的弹性能:  $\Delta U_1 = \int dW_m = \frac{1}{2} \int M d\phi$   
 $= \frac{1}{2} \int EI (y'')^2 dx$ , 其中  $d\phi = \frac{ds}{\rho} \approx \frac{M}{EI} dx$ ,  $y'' = \frac{M}{EI}$   $EI$  为所取单位宽度岩板的抗弯刚度。

(2) 系统所增加的势能:  $\Delta U_2 = \int G_y y dx = \int qy \cos \alpha dx$ 。

由能量平衡法得

$$\Delta W_1 + \Delta W_2 = \Delta U_1 + \Delta U_2 \quad (2)$$

综合上述各式可得能量平衡方程式为

$$\frac{1}{2} \int_0^l P (y'')^2 dx + \frac{1}{2} q \sin \alpha \int_0^l (l-x) (y')^2 dx = \frac{1}{2} \int_0^l EI (y'')^2 dx + \int_0^l qy \cos \alpha dx \quad (3)$$

对顺层边坡的溃屈破坏模型可取横向弯曲变形的弹性曲线方程为  $y = a_1 (1 - \cos \frac{2\pi x}{l}) + a_2 (1 - \cos \frac{4\pi x}{l})$ , 从破坏机制上进行分析, 则发生溃屈破坏时, 变形量  $y$  必定会发展为无穷大, 即  $y \rightarrow \infty$ , 从而可得出溃屈破坏时的临界荷载  $P_{cr}$

$$P_{cr} = \frac{4\pi^2 EI}{(l-l_0)^2} - \frac{1}{2} q(l-l_0) \sin \alpha \quad (4)$$

从而边坡的稳定性系数为:  $\eta = \frac{P_{cr}}{P}$ 。当  $\eta > 1$  时边坡处于稳定状态; 当  $\eta < 1$  时边坡处于不稳定状态; 当  $\eta = 1$  时, 边坡处于极限平衡状态。

在式  $P_{cr} = P$  中, 若令  $l_0 = 0$   $P_{cr} = 0$  则可得出边坡的极限长度  $l_{cr} = \sqrt{\frac{2\pi^2 Eh^2}{3\gamma \sin \alpha}}$ , 从而也可将边坡稳定性系数表达为  $\eta = \frac{l_{cr}}{l}$ 。同样, 当  $\eta > 1$  时边坡处于稳定状态; 当  $\eta < 1$  时边坡处于不稳定状态; 当  $\eta = 1$  时, 边坡处于极限平衡状态。

### 3 工程实例分析

在建的宜昌至恩施公路第七合同段顺层斜坡位于长阳县贺家坪镇以西的火石坳到响石坝, 是沪蓉西高速公路的重要组成部分。该段线路区地形地貌较为单一, 岩体较软弱, 较为破碎, 单斜构造, 已经建好的 318 国道也存在较为严重的公路病害, 其中表现最为突出的是顺层斜坡滑动破坏问题。

所取剖面 2-2 位于春潮 1 号滑坡与春潮 2 号滑坡之间斜坡区, 地形总体较平缓, 海拔高程 866~980 m 之间, 属于浅层潜在滑移体。斜坡表层分布有崩坡积粉质粘土, 厚度一般 0.4~2.6 m, 最厚 3.4~4.2 m, 褐黄色, 可塑~硬塑状, 其中夹少量灰岩块石、碎石。滑体重度取  $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$ , 弹性模量为  $E = 1000 \text{ MPa}$ 。所取剖面处各参数: 抗剪强度取  $c_j = 12 \text{ kPa}$   $\varphi = 11^\circ$ , 坡高  $H = 113 \text{ m}$ , 滑动层厚度  $h = 4 \text{ m}$ , 坡角  $\alpha = 31^\circ$ 。

现将这些数据代入以上建立的公式进行计算:

#### 1 边坡稳定性分析

据  $P = l_0 (\gamma h \sin \alpha - \gamma h \cos \alpha \times \tan \phi - c_j)$ ,  $P_{cr} = \frac{4\pi^2 EI}{(l-l_0)^2} - \frac{1}{2} q(l-l_0) \sin \alpha$ , 取  $l_0 = 10 \sim 45 \text{ m}$  的一系列数值试算, 所得结果示于图 3(a)、(b) 中。

实际坡长  $l = \frac{H}{\sin \alpha} = 219.4 \text{ m}$ , 极限坡长  $l_{cr} =$

$\sqrt[3]{\frac{2\pi^2 Eh^2}{3\gamma \sin \alpha}} = 210.23 \text{ m}$ , 边坡稳定性系数为  $\eta = \frac{l_{cr}}{l} = 0.958 < 1$ , 这表示该顺层边坡处在不稳定状态, 该计算结果与边坡的实际状态比较吻合。

#### 2 实例中各参数对稳定性的影响分析

(a) 边坡角的影响: 其他参数不变, 计算所得结果如图 4 所示, 可以看出, 随坡角增大, 稳定性系数减小, 特别是当  $\alpha < 20^\circ$  时, 曲线急剧衰减, 说明此阶段边坡对坡角的变确化比较敏感。

(b) 滑动层厚度的影响: 其他参数不变, 计算所得结果如图 5 所示, 可以看出, 滑动层厚度增大时, 稳定性系数也随之增大, 近似成正比例变化。

(c) 弹性模量的影响: 其他参数不变, 计算所得结果如图 6 所示, 可以看出, 随介质弹性模量增大, 稳定性系数也增大, 但影响没有滑动层厚度那么明显。

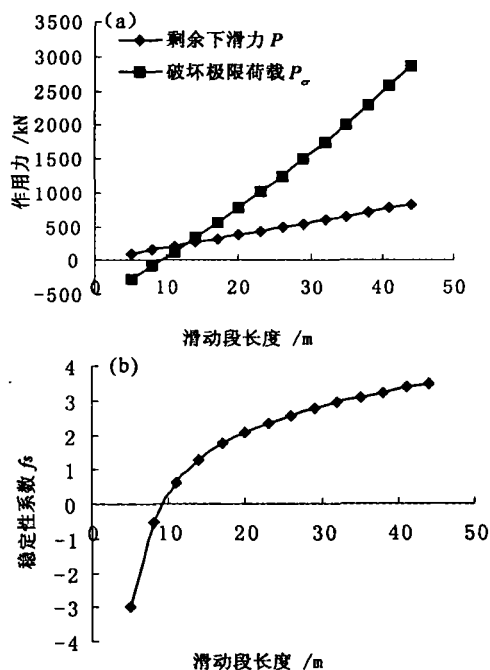


图 3 边坡稳定性特征曲线

Fig 3 Characteristic curve of slope stability

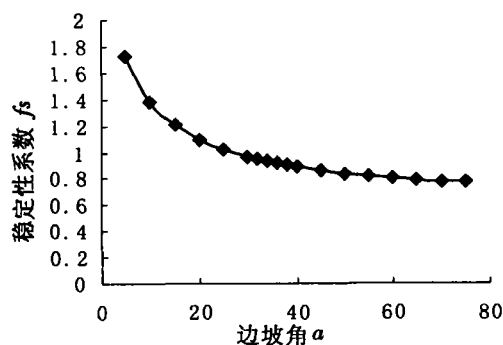


图 4 稳定性系数与坡角的关系

Fig 4 Stability factor vs. slope angel

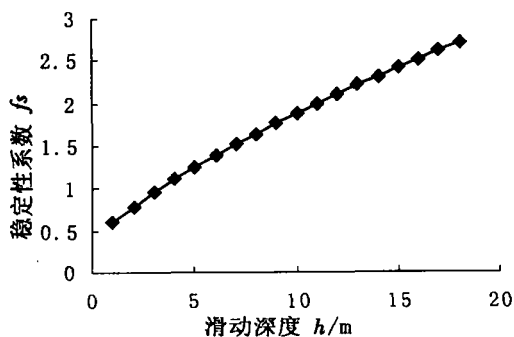


图 5 稳定性系数与滑动深度的关系

Fig 5 Stability factor vs. depth of sliding

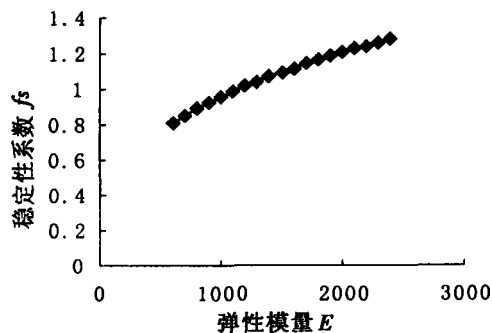


图 6 稳定性系数与弹性模量的关系

Fig 6 Stability factor vs. elasticity modulus

## 4 结语

1 本文分析了顺层边坡的溃屈破坏形式, 顺层边坡可视为若干层薄板叠加在一起, 其溃屈破坏是板裂介质岩体以结构失稳方式的破坏形式, 其力学模型可以进一步简化为梁或柱。并推导出了顺层边坡溃屈破坏时的极限长度  $l_{cr} = \sqrt[3]{\frac{2\pi^3 E h^2}{3\gamma \sin \alpha}}$ , 稳定性系数  $\eta = \frac{l_{cr}}{l}$ , 可用来对顺层边坡进行稳定性分析。

2 用稳定性计算公式对贺家坪段顺层斜坡边坡进行了稳定性分析, 其结果与边坡的实际状态比较吻合。故在地质条件较清楚时, 用此公式对顺层边坡进行稳定性评价是可行的。

3 在贺家坪段桩号 k63~k64 顺层斜坡工程实例中, 各参数对稳定性的影响: 坡角增大, 稳定性系数随之减小, 特别是  $\alpha < 20^\circ$  时, 曲线急剧衰减, 表明本段边坡对坡角的变化比较敏感; 随滑动层厚度增大, 稳定性系数也增大, 近似成正比例变化; 随弹性模量增大, 稳定性系数也增大, 但影响没有滑动层厚度那么明显。

## 参考文献 (References)

- [1] Huang Hongq, Fu Wenxi, Shang Yuequan et al. Analysis of buckling yielding rupture of stratified rock slopes [J], *Journal of Mountain Research*, 2003, 21(1): 73~77. [黄洪波, 符文熹, 尚岳全, 等. 层状岩质边坡的屈曲破坏分析 [J]. 山地学报, 2003, 21(1): 73~77]
- [2] Deng Ronggu, Zhou Deyi, Li Anzhong et al. On the critical length of unstable rock stratum on bedrock slope [J], *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2002, 24(2): 178~181. [邓荣贵, 周德培, 李安洪, 等. 顺层岩质边坡不稳定岩层临界长度分析 [J]. 岩

土工程学报, 2002, 24(2): 178~181]

- [3] Liu Xiaoli, Zhou Depei. Stability analysis of layered dip rocky slopes with elastic plane theory [J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2002, 23(2): 162~165 [刘小丽, 周德培. 用弹性板理论分析顺层岩质边坡的失稳 [J]. 岩土力学, 2002, 23(2): 162~165]

- [4] Sun Guangzhong. Structural mechanics of rock mass [M]. Beijing

Science Press, 1998. [孙广忠. 岩体结构力学 [M]. 北京: 科学出版社, 1998]

- [5] Wang Qinghe, Liu Shoumei, Shu Gusheng. Structural mechanics [M]. Changsha: Hunan University Press, 1997. [王清和, 刘寿梅, 舒谷生. 结构力学 [M]. 长沙: 湖南大学出版社, 1997]

## Structure Stability Analysis for Consequent Slope of Hejiaping in Hurongxi Highway

YE Zhuhua<sup>1</sup>, LU Changxiong<sup>2</sup>

(1. Hubei Province Expressway Construction Headquarters of Western Hu-rong, Enshi 445000, China;

2 Faculty of Engineering, China University of Geosciences (Wuhan), Wuhan 430074, China)

**Abstract** Consequent slope is one of the most common kinds in engineering, the stability-testing of it is the most urgent problem. Based on the geological background and mechanism, mechanical model of buckling failure for the consequent slope is given in this paper. According to the stability theory for elastic plane and the structure mechanics, the utmost length  $l_{cr} = \sqrt[3]{\frac{2\pi^2 E h^2}{3V \sin \alpha}}$  and the factor of safety calculation formula  $\eta = \frac{l_{cr}}{l}$  of slope have been deduced. A case of Hejiaping Consequent slope in Hurongxi Highway is analyzed using the method deduced in the paper. Finally, the research indicates that the factor of safety (FOS) decreases with the increasing of slope angle ( $\alpha$ ). Especially when  $\alpha$  is less than  $20^\circ$ , the FOS declines sharply which demonstrates sensitivity of FOS to the transformation of slope angle. But with the increasing of the slip bedding thickness, FOS increases, and the relationship between them is approximate direct proportion variety. Meanwhile, the factor of safety enhances when elasticity module increases, however the influence isn't obvious. The result is in agreement with the practical states.

**Key words** consequent slope; buckling failure; structure mechanics; stability assessment