

文章编号:1671-1637(2012)02-0038-08

## 顺层岩质路堑边坡稳定性数值极限分析

陈 鹏<sup>1,2</sup>, 徐博侯<sup>1</sup>

(1. 浙江大学 航空航天学院, 浙江 杭州 310027; 2. 浙江省交通规划设计研究院, 浙江 杭州 310006)

**摘 要:**针对顺层岩质路堑边坡稳定的关键影响因素,采用有限元强度折减法,研究了边坡高度、坡顶堆载及工程防护对具一组贯通软弱结构面的顺层岩质边坡模型稳定性的影响,并与传统极限平衡法进行了对比验证。研究表明:边坡坡度大于岩层倾角时对稳定不利,安全系数随边坡高度增加而降低;坡顶堆载时,安全系数的降低取决于荷载和贯通塑性区的相对位置;挡土墙或锚杆通过对塑性区贯通带的阻截使塑性区转移到其他更薄弱的结构面,从而提高安全系数,塑性区贯通带的转移去向取决于初始支撑强度;基于 Drucker-Prager 屈服准则的安全系数有限元计算结果比基于莫尔-库仑准则的传统极限平衡法计算结果平均高出约 22%,与郑颖人等约为 25% 的研究成果非常接近,说明有限元强度折减法可行。

**关键词:**道路工程;顺层岩质边坡;有限元强度折减法;极限分析法;边坡稳定分析;影响因素

**中图分类号:**U416.14

**文献标志码:**A

## Numerical limit analysis of stability for bedding rock cutting slope

CHEN Peng<sup>1,2</sup>, XU Bo-hou<sup>1</sup>

(1. School of Aeronautics and Astronautics, Zhejiang University, Hangzhou 310027, Zhejiang, China;

2. Zhejiang Provincial Institute of Communications Planning, Design and Research,  
Hangzhou 310006, Zhejiang, China)

**Abstract:** According to the key influencing factors of bedding rock cutting slope stability, the influences of slope height, load on the top of slope and engineering protection on the stability of bedding rock slope model with a group of the runned-through planes of weakness were studied by nonlinear FEM strength reduction method, and traditional limit equilibrium method was used for comparison and verification. Analysis result shows that when the slope grade is larger than rock obliquity, it is disadvantageous to slope stability, and safety coefficient decreases with the increase of slope height. When load is applied on the top of slope, the reduction of safety coefficient depends on the relative position between load and runned-through plastic zone. Retaining wall or anchor rod can increase slope safety coefficient by blocking and intercepting runned-through plastic zone, and plastic zone moves to other more weak structural plane, its moving direction depends on initial sustaining strength. The finite element calculation result of safety coefficient based on Drucker-Prager yield criterion is about 22% higher than the result of traditional limit equilibrium method based on Mohr-Coulomb criterion, it is very close to the research result of about 25% by Zheng Ying-ren, et al, so finite element strength reduction method is feasible. 5 tabs, 14 figs, 15 refs.

收稿日期:2011-12-12

基金项目:国家自然科学基金项目(10772161)

作者简介:陈 鹏(1973-),男,浙江诸暨人,浙江大学工学博士研究生,浙江省交通规划设计研究院高级工程师,从事公路结构设计研究。

导师简介:徐博侯(1946-),男,浙江宁波人,浙江大学教授。

**Key words:** road engineering; bedding rock slope; finite element strength reduction method; limit analysis method; slope stability analysis; influence factor

**Author resumes:** CHEN Peng(1973-), male, senior engineer, doctoral student, +86-571-89709031, chenpeng@zjic.com; XU Bo-hou(1946-), male, professor, +86-571-87951769, xbh@zjuem.zju.edu.cn.

## 0 引言

岩质公路滑坡包括顺层滑坡和切层滑坡,顺层边坡是指岩层特别是软弱结构面的走向与边坡面的走向比较接近,且倾向一致的层状岩质边坡。顺层边坡在自重引起的顺层滑移力作用下,其稳定性受制于岩层走向、坡角与岩层倾角相对关系、顺坡向软弱结构面的强度等诸多因素,由于其非均质、各向异性、非连续的三相介质特性,岩体中含有不同构造、产状等结构面,要事先确定滑动面往往较为困难,因此,适用于均质边坡稳定分析的传统极限平衡法难以用于顺层岩质边坡。

早在1975年,Zienkiewicz等通过在有限元计算中降低岩土强度的方法来计算岩土工程的安全系数<sup>[1]</sup>,此后,随着岩土材料非线性弹塑性有限元计算技术的发展,这一方法在边坡稳定性分析中得到了逐步的应用;Griffiths等研究了有限元强度折减法求解均质土坡的稳定安全系数以及层状岩质边坡数值计算的有关问题<sup>[2-8]</sup>;郑颖人等对有限元极限分析法在岩土工程中的应用进行了长期、系统的研究,并且在计算中得到了节理岩质边坡模型的危险滑动面和相应的稳定安全系数<sup>[9-12]</sup>,其计算结果不仅满足广义米赛斯屈服准则的通用表达式,而且与传统的莫尔-库仑屈服准则计算结果十分接近。以上研究都为顺层岩质边坡稳定性分析开辟了新的途径。针对具体顺层岩质边坡,不少学者对其形成机制、破坏模式、防治措施等做过相关研究,李保雄等提出了一种红层软岩顺层滑坡临滑预报的强度控制法<sup>[13]</sup>;高大水等采用沿夹层布置混凝土阻滑键并辅以预应力锚固的措施治理一大型灰岩顺层滑坡<sup>[14]</sup>;许建聪等建立了有限元强度折减法与极限平衡法计算安全系数的数理统计相关式,并在一风化岩质顺层滑坡稳定性分析计算中得到了应用<sup>[15]</sup>。但到目前为止,针对公路顺层岩质边坡稳定的常见影响因素鲜有规律性的研究,对此类边坡有限元计算结果的准确性也尚待验证。

本文在前人研究的基础上,采用弹塑性有限元极限分析法,结合工程实践中遇到的问题,首先通过

模型计算,对影响顺层岩质路堑边坡稳定的几何条件、坡顶堆载、工程防护等常见因素进行了规律性分析,在随后的工程实例分析中与传统极限平衡法进行了对比验证,为该类边坡的稳定性分析和治理提供借鉴。

## 1 有限元强度折减法

边坡工程的失稳破坏多数由于岩土受环境或人类活动等影响,强度逐渐降低达到临界状态而导致的结果。在实际工程中引入“强度储备”的概念,即在分析边坡稳定性时,通过不断降低岩土材料强度模拟边坡岩土风化、强度降低过程,直至有限元计算最终达到破坏状态为止。自然状态下岩土材料强度的降低可能是一个漫长的过程,实际计算中通过人为“加快”这一进程,能迅速测算出强度储备,降低强度的倍数就是强度储备安全系数,因而这种有限元极限分析法称为有限元强度折减法。

### 1.1 安全系数求解

有限元强度折减法与传统极限平衡方法在安全系数求解上是相通的,后者计算安全系数 $\omega$ 的公式为

$$\omega = \frac{\int_0^l [c + \sigma \tan(\varphi)] dl}{\int_0^l \tau dl} \quad (1)$$

式中: $c$ 为岩土粘聚力; $\sigma$ 为法向应力; $\varphi$ 为内摩擦角; $\tau$ 为滑动面上的剪应力; $l$ 为滑动面滑弧的长度。分子表示滑面上抗剪强度,分母表示实际剪切力。

将式(1)两边除以 $\omega$ 得

$$1 = \frac{\int_0^l [c/\omega + \sigma \tan(\varphi)/\omega] dl}{\int_0^l \tau dl} = \frac{\int_0^l [c' + \sigma \tan'(\varphi)] dl}{\int_0^l \tau dl} \quad (2)$$

$$[c + \sigma \tan(\varphi)]/\omega = c' + \sigma \tan'(\varphi) \quad (3)$$

$$\begin{cases} c' = c/\omega \\ \tan'(\varphi) = \tan(\varphi)/\omega \end{cases} \quad (4)$$

由以上算式可知,传统的极限平衡方法通过将土体的抗剪强度指标 $c$ 和 $\tan(\varphi)$ 除以 $\omega$ ,当岩土体达到极限稳定状态时的 $\omega$ 即为安全系数。而有限元强度折减法是通过降低边坡中岩土强度参数进行试算,不断重复这一过程,直至达到破坏状态为止,

这时可以自动得到破坏滑动面,并获得强度储备安全系数。

## 1.2 边坡整体失稳的判据

如何判别边坡的破坏状态是有限元强度折减法分析边坡稳定性的关键环节。一般情况下可将滑面上塑性区贯通作为整体失稳的判据,但滑面上塑性区贯通只是破坏的必要条件,而非充分条件<sup>[10]</sup>;国际上惯用的是以有限元计算过程中力和位移的不收敛作为破坏判据<sup>[4]</sup>;此外,以边坡上关键点的位移与折减系数关系曲线发生突变作为边坡整体失稳的判据,当边坡达到破坏状态时,滑面上的位移将突然加大,产生突变,具有较明确的物理意义。在实际操作中可根据边坡具体情况选取以上判据进行综合判断。

## 1.3 屈服准则(强度准则)的选择

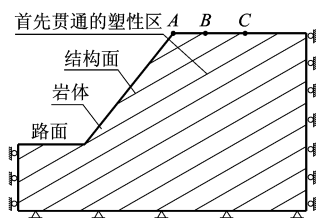
边坡稳定有限元强度折减法一般采用理想弹塑性本构模型,稳定系数大小取决于程序采用的屈服准则。传统的极限平衡法采用莫尔-库仑准则,其表达式为

$$I_1 \sin(\varphi)/3 + [\cos(\theta_\sigma) - 3^{-1/2} \sin(\theta_\sigma) \sin(\varphi)] \cdot J_2^{1/2} - c \cos(\varphi) = 0 \quad (5)$$

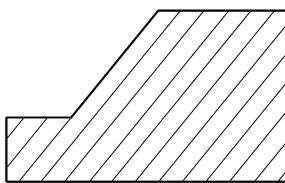
式中: $I_1$ 、 $J_2$ 、 $\theta_\sigma$ 分别为应力张量的第一不变量、应力偏张量的第二不变量和洛德角(Lode)。但由于莫尔-库仑准则的屈服面在 $\pi$ 平面上为不规则的六角形截面的角锥体表面,存在尖顶和棱角,给数值计算带来困难<sup>[9]</sup>。本文选用通用有限元软件 ANSYS 研究平面应变条件下的强度问题,采用与莫尔-库仑准则相匹配的广义米赛斯准则(Drucker-Prager),即

$$\alpha I_1 + \sqrt{J_2} = k \quad (6)$$

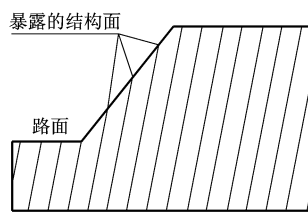
式中: $\alpha$ 为与岩土材料内摩擦角 $\varphi$ 有关的常数; $k$ 为与 $c$ 和 $\varphi$ 有关的常数。



(a) 边坡坡度大于岩层倾角



(b) 边坡坡度等于岩层倾角



(c) 边坡坡度缓于岩层倾角

图 1 边坡坡度与岩层倾角

Fig. 1 Grades of side slope and rock obliquities

表 1 材料特性

Tab. 1 Material properties

参数	$\gamma/(\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	$E/\text{MPa}$	$\nu$	$c/\text{MPa}$	$\varphi/(^{\circ})$
岩体	25	$10^4$	0.2	1.00	38
结构面	17	10	0.3	0.12	24

通过变换 $\alpha$ 、 $k$ 的表达式可以在有限元中实现不同的屈服准则。ANSYS 软件采用的是莫尔-库仑不等角六边形外角点外接圆 D-P 屈服准则,此时

$$\begin{cases} \alpha = \frac{2\sin(\varphi)}{\sqrt{3}[3 - \sin(\varphi)]} \\ k = \frac{6c\cos(\varphi)}{\sqrt{3}[3 - \sin(\varphi)]} \end{cases} \quad (7)$$

## 2 顺层路堑边坡稳定性模型分析

在公路路堑边坡工程中,与边坡面同倾向但倾角小于边坡坡角的软弱结构面易发生平面剪切型滑动,平面剪切型滑动是公路岩石边坡中较为常见的破坏模式。边坡岩体中结构面的形态有很多,有全充填的、半充填的、光滑层面的、粗糙层面的、弱面断续出现的(岩桥)等。由于岩体结构的复杂性,要十分准确地反映岩体结构的特征非常困难,实际分析中往往只需关注几组关键结构面。为便于分析同时又不失一般性,本文以具一组贯通软弱结构面边坡为模型,分析顺层边坡的稳定影响因素。

### 2.1 边坡坡角与岩层倾角的相对关系

边坡坡角与岩层倾角的关系在同倾向时可分为 3 类:边坡坡度大于岩层倾角;边坡坡度等于岩层倾角;边坡坡度缓于岩层倾角。

针对以上 3 种情况,建立 3 个有限元计算模型,见图 1。结构面平均间距为 8 m,结构面层厚为 0.5 m,边坡坡度为 50°,边坡高度为 50 m,图 1(a)、(b)、(c)中岩层倾角分别为 30°、50°、80°,岩体及结构面的重度 $\gamma$ 、杨氏模量 $E$ 、泊松比 $\nu$ 等材料特性见表 1。

模型边界条件为上部自由边界,下部固定约束,左右两侧法向约束。岩体和软弱结构面按连续介质处理,采用平面实体单元模拟,材料本构关系采用理

想弹塑性模型。有限元计算中对岩体及结构面强度参数同时进行折减,直至边坡达到极限破坏状态,得到边坡的强度储备安全系数。

图 1(a)边坡坡顶单元节点 A、B、C 竖向位移随着强度折减系数的逐步增加而逐渐增大,见图 2,当

达到破坏状态时,节点的竖向位移产生了突变。如有限元程序继续迭代下去,虽然节点位移和塑性应变将继续发展下去,但有限元方程组已没有一个解可以满足静力平衡、应力-应变关系和强度准则,从力或者位移的收敛标准判断,有限元计算都不收敛,因此,可判断当有限元计算不收敛及位移产生突变时的强度折减系数即为边坡的强度储备安全系数。

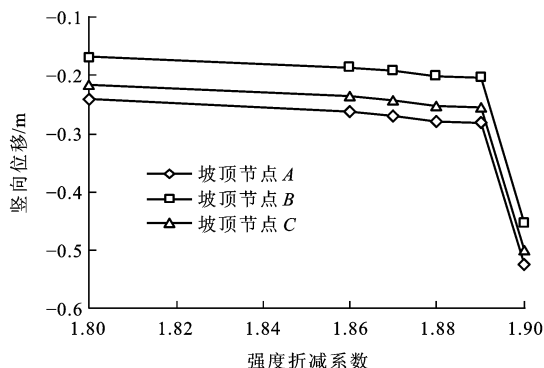


图 2 竖向位移变化

Fig. 2 Changes of vertical displacements

根据表 2 边坡稳定安全系数计算结果并结合经验判断,当边坡缓于岩层倾角时,从结构分析角度为有利情况,但由于此时坡面上软弱夹层被切割暴露而使雨水易于入渗,导致软弱夹层强度降低使这一优势弱化,因此,应做好坡面防排水,减少雨水下渗,尽可能阻隔环境对软弱夹层的影响;设计边坡与岩层倾角较吻合时,对边坡稳定也较为有利,此时应尽量沿岩层层面开挖,保持表面岩层的完整性,而不拘泥于常规设计中采用的 1:0.75、1:1、1:1.25 等坡率,避免对岩层造成破坏性切割。

表 2 安全系数计算结果

Tab. 2 Calculation results of safety factors

计算工况	安全系数
边坡坡度大于岩层倾角	1.89
边坡坡度等于岩层倾角	3.30
边坡坡度缓于岩层倾角	3.79

当边坡坡度大于岩层倾角时,由于大面积临空面的存在,对边坡稳定不利,安全系数远低于其他 2 种情况。以下主要对此类有临空面的顺层岩质边坡模型作进一步分析。

## 2.2 边坡高度的影响

在边坡治理中,削坡减载、降低边坡高度为常用方法,当然这需要与整体土石方平衡以及环保要求相结合,尽量减少对山体植被的影响。对于顺层边坡,以图 1(a)模型为基础进行分析,当其他条件维

持不变,调整模型尺寸,使得模型高度和底宽保持同幅度增长,当边坡高度  $h$  在 30~80 m 之间变化时,安全系数的变化情况见图 3。

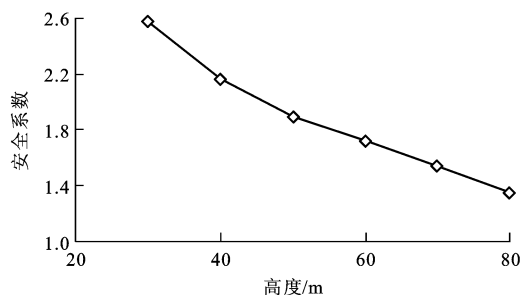


图 3 安全系数随高度变化

Fig. 3 Change of safety factor with height

众所周知,对于均质边坡,安全系数随着边坡高度的增加而降低,计算发现对于图 1(a)模型的层状岩质边坡,这一规律同样成立。此外,在不同边坡高度的分析中,当坡体材料强度不断折减,有限元计算不收敛,塑性区首先贯通(潜在滑动面)的都是路面上第一条软弱夹层,见图 1(a)。

## 2.3 坡顶堆载的影响

在山区公路建设中,有时会遇到坡顶堆载的情况。取图 1(a)模型,在坡顶加设实体(宽度为 10 m,高度为 20 m, $E$  为 10 GPa, $\gamma$  为  $26 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$ )荷载,见图 4,当荷载中心离坡顶左侧边缘分别为 10、20、30 m 时(兼位于首先贯通塑性区上方),计算安全系数均为 1.73,较无坡顶荷载时下降 8.5%;当继续右移荷载,使其中心离坡顶边缘 54 m,此时荷载已位于贯通塑性区的右侧,计算安全系数为 1.89,与无荷载时的安全系数一样。由此可见,坡顶荷载与首先贯通塑性区的相对位置对顺层边坡稳定性影响较大。

进一步改变荷载大小,发现当坡顶荷载较小时( $1\,000 \sim 7\,000 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$ ),其对贯通的塑性区滑裂

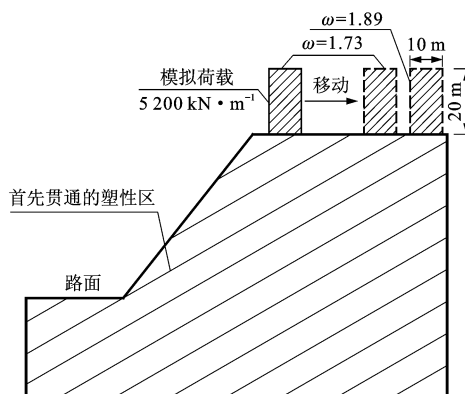


图 4 坡顶荷载的影响

Fig. 4 Influence of load on top of slope

面影响较小,只是荷载位置在跨越塑性区前后,边坡整体安全系数有个跳跃;当坡顶荷载较大时( $8\,000$ 、 $9\,000\text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$ ),随着荷载位置向坡顶左侧移动,安全系数大幅降低,见图 5,横坐标为荷载中心离左侧坡顶的距离,纵坐标为安全系数,当荷载离坡顶左侧边缘为 20、10 m 时,随着荷载的增大,安全系数下降明显。

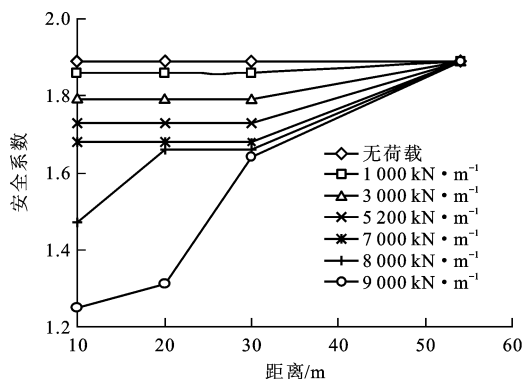


图 5 不同荷载下安全系数的变化

Fig. 5 Changes of safety factors with different loads

荷载的增大也可能改变贯通的塑性区滑裂面位置,如当荷载为  $9\,000\text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$ ,离坡顶左侧边缘为 10 m 时,安全系数为 1.25,边坡达到破坏状态时的塑性区滑裂带转移到了最左上角的软弱夹层,见图 6。

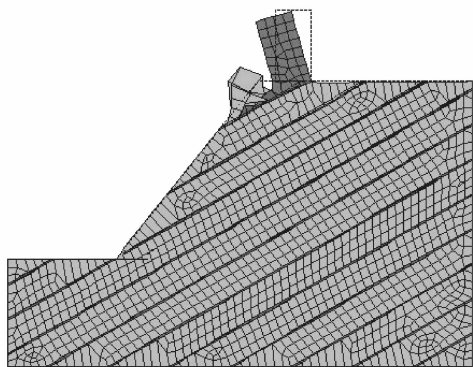


图 6 失稳位移

Fig. 6 Displacement of failure slope

## 2.4 工程防护的影响

对于顺层边坡,为加强底部支挡,常采用挡土墙或者抗滑桩。取图 1(a)模型,底部增设挡土墙( $E$  为  $15\text{ GPa}$ ,  $\gamma$  为  $27\text{ kN}\cdot\text{m}^{-3}$ ),挡土墙埋深为 2 m,尺寸及位置见图 7。

当墙体截断设挡土墙前首先贯通的塑性区时,安全系数从 1.89 增大到 2.48,塑性区贯通带上移至上一层软弱夹层;若进一步加高墙体,截断第 2 条塑性区贯通带时,安全系数进一步升至 3.35,塑性区贯通带继续上移;当墙体虽加高但未截断第 2 条

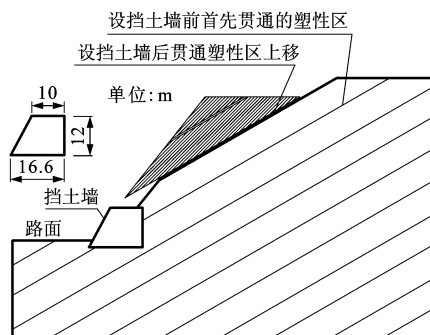


图 7 挡土墙的影响

Fig. 7 Influence of retaining wall

塑性区贯通带时,安全系数仍然为 2.48。

取图 1(a)模型,在边坡底部设锚杆( $E$  为  $170\text{ GPa}$ ,  $\gamma$  为  $79.6\text{ kN}\cdot\text{m}^{-3}$ ,横截面半径  $r$  为  $0.0125\text{ m}$ ),锚杆用二维平面单元 LINK1 模拟,锚杆与水平面夹角为  $17^\circ$ ,长度为 9~15 m,见图 8。

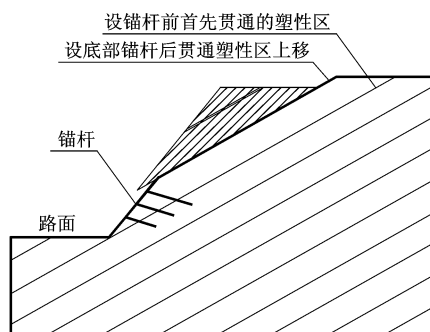


图 8 底部锚杆的影响

Fig. 8 Influence of anchor rod in bottom

计算发现,当锚杆未贯穿首先贯通的塑性区时,安全系数为 1.90,与不设锚杆时相比(1.89)几乎没变化;当锚杆贯穿首先贯通的塑性区时,安全系数从 1.89 增大到 2.47,塑性区贯通带上移至上一层软弱夹层;继续增设上部锚杆使其贯穿上部塑性区,见图 9,安全系数进一步升至 3.14,但达到破坏状态时,塑性区贯通带又回到未设锚杆时首先贯通的塑性区,这一点与设挡土墙的效果有差异,分析认为是由于底部锚杆未如挡土墙般提供足够支撑。

表 3 是挡土墙和锚杆防护的比较,两者在提高边坡安全系数上的作用相近,在图 7 模型中当底部设挡土墙,塑性区贯通带上移时,在新的塑性区贯通带增设锚杆,通过计算发现与增高挡土墙相比,提高的安全系数相当。

## 3 计算结果分析

### 3.1 工程概况

某高陡边坡因公路改建形成,直接发育于两侧

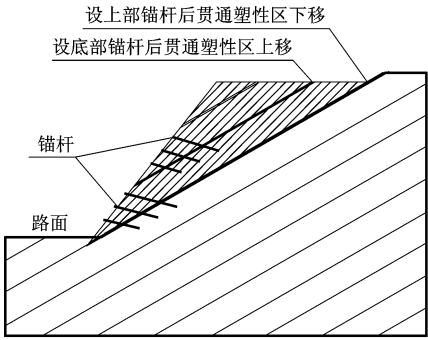


图 9 增设锚杆的影响

Fig. 9 Influence of adding anchor rod

表 3 安全系数比较

Tab. 3 Comparison of safety factors

安全系数	挡土墙防护	锚杆防护
未作防护时	1.89	1.89
阻拦第 1 条塑性带	2.48	2.47
阻拦第 2 条塑性带	3.35	3.14

斜坡上,由于公路切坡造成斜坡坡度达  $35^{\circ}$  以上,形成较大空间的临空面,且岩层层理构造发育,软硬岩石相间,结构面顺坡,易形成岩层顺坡滑动。

经野外工程地质调查及钻探揭示,区内可划分为 4 个工程地质层,①为含砾石粉质粘土层,②为全风化砂岩层,③为强风化砂岩、粉砂岩、泥质粉砂岩互层,④为中风化长石石英砂岩层,见图 10,各地质层岩体材料特性见表 4。

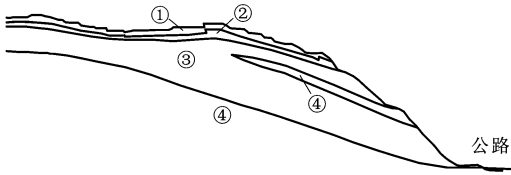


图 10 地质剖面

Fig. 10 Geological profile

表 4 各地质层材料特性

Tab. 4 Material properties of geological layers

地质层	$\gamma/(\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	$E/\text{MPa}$	$\nu$	$c/\text{MPa}$	$\varphi/(^{\circ})$
①	27.1	1.96	0.3	0.039	20.9
②	27.2	12.68	0.3	0.016	23.3
③	27.2	23.80	0.3	0.065	28.5
④	25.7	$10^4$	0.2	0.850	35.5

3.2 稳定性计算结果分析

在获得地质剖面和相关计算参数后,按照二维平面应变问题建立有限元模型,岩体用平面单元 PLANE82 模拟,边界条件为左右两侧水平约束,下部 X、Y 方向约束,上部为自由边界。有限元计算首

先需确定模型计算边界范围,以计算结果差值不超过 0.5% 控制,取模型边界范围为底宽 227 m,右侧高 20 m,左侧高 86 m。另外如果网格划分太粗,将会造成较大误差,计算时还需考虑合适的网格密度。有限元模型及网格划分见图 11。

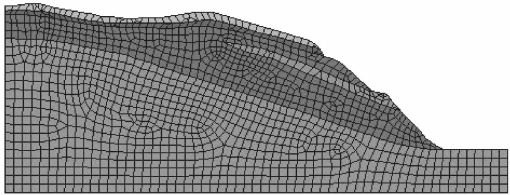
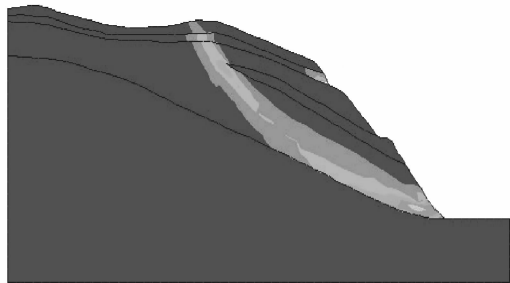


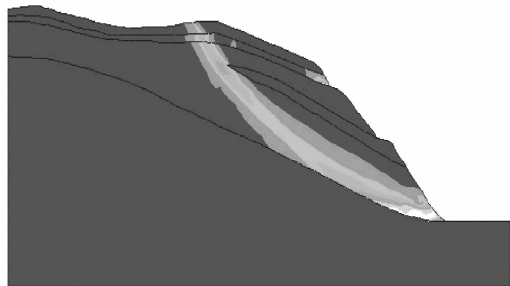
图 11 有限元模型与网格划分

Fig. 11 Finite element model and meshing

用强度折减系数法进行有限元分析,见图 12。通过计算发现当  $\omega \leq 1.62$  时,有限元计算收敛,并且塑性区随着折减系数的增大而逐渐发展,但不贯通;当  $\omega \geq 1.63$  时,有限元计算不收敛,塑性区贯通,因此,按照强度折减系数法进行计算的边坡安全系数为 1.62。潜在滑动面在坡体下部以岩层④表面为滑床,中上部以一定弧度贯穿①、②、③岩层。



(a)  $\omega=1.62$



(b)  $\omega=1.63$

图 12 塑性区分布

Fig. 12 Distributions of plastic zones

由于公路改建,一高压输变电塔需迁建于该边坡顶部,根据 2.3 节分析,以潜在滑动面为界,分 2 种工况分析该边坡顶部新建铁塔对稳定性的影响。见图 13,以坡顶实体模拟铁塔荷载,实体的各项计算参数参照 2.3 节,工况 I 实体位于潜在滑动面左侧,工况 II 实体位于潜在滑动面右侧。

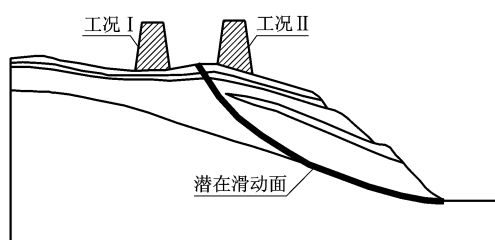


图 13 坡顶荷载工况

Fig. 13 Operating modes of load on top of slope

计算结果显示,工况 I 安全系数为 1.61,比无坡顶荷载时仅下降 0.6%;工况 II 安全系数为 1.40,比无坡顶荷载时下降 13.6%,影响显著。故从边坡稳定安全考虑,铁塔选址应避免潜在滑动面上方区域。

为检验有限元计算结果,用加拿大边坡稳定分析软件 SLOPE/W 对该算例进行传统极限平衡法的分析验证,计算结果见表 5。可见,有限元计算的安全系数比基于莫尔-库仑准则的极限平衡法计算结果平均高出约 22%。根据郑颖人等研究成果<sup>[9-12]</sup>,D-P 准则得到安全系数与极限平衡法所得的安全系数相比,其结果平均高出约 25%,与本文分析对比结果较为接近。2 种坡顶荷载工况下的滑动面位置和形状见图 14,与有限元分析得到的滑动面基本吻合。

表 5 不同方法求得的安全系数

Tab. 5 Safety factors acquired from different methods

方法	原始模型	工况 I	工况 II
有限元	1.62	1.61	1.40
Bishop	1.33	1.32	1.20
Janbu	1.29	1.29	1.12
Spencer	1.33	1.32	1.17

### 3.3 参数选取对稳定性计算结果影响分析

有限元计算中,当剪胀角  $\psi$  为  $0^\circ$  时,为非关联流动法则;当  $\psi$  为  $\varphi$  时,为关联流动法则。对以上原始模型算例的计算表明,若考虑剪胀角,即采用关联流动法则时,安全系数增大至 1.69,比不考虑剪胀角的计算结果大 4.3%,也即忽略剪胀角的计算结果稍为保守。

改变模型中各层材料的杨氏模量,在原值基础上分别上浮 20%和下调 20%,其他条件不变,结果表明,边坡安全系数维持 1.62 不变。

改变模型中各层材料的泊松比大小,在原值基础上分别上浮 30%和下调 30%,其他条件不变,结果表明,当泊松比在原值基础上上浮 30%时,边坡安全系数为 1.60,比原先的 1.62 略有下降,当泊松比下调 30%时,边坡安全系数维持 1.62 不变。

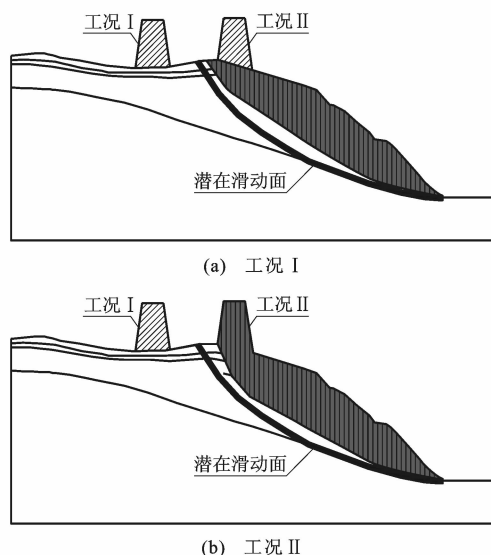


图 14 SLOPE/W 计算得到的滑动面形状

Fig. 14 Sliding surface shapes by SLOPE/W

## 4 结 语

(1)顺层岩质边坡在边坡坡度陡于岩层倾角,存在临空面对稳定不利,其安全系数随边坡高度的增加而降低。

(2)坡顶荷载对顺层边坡稳定性的影响跟其与潜在滑动面的相对位置有关,当荷载位于潜在滑动面上方时,安全系数比其位于潜在滑动面外侧时有所下降,降低幅度随荷载的增加而增大。当坡顶荷载较小时,其对塑性区贯通带影响较小,当荷载较大时,荷载位置的变化可能会改变贯通塑性区滑裂面的位置,同时安全系数将明显下降。

(3)传统工程措施如挡土墙和锚杆在提高顺层边坡稳定性上的作用相近,两者都通过对塑性区贯通带的阻截使塑性区转移到更薄弱的结构面,从而提高安全系数。作为进一步防护措施的依据,采取初次工程措施后塑性区贯通带的转移去向应作为重点分析对象。过高的墙体可能带来自身稳定问题,同时也不经济,锚杆由于施工方便,适合面更广,边坡底部挡土墙与坡面锚杆组合使用较合理。

(4)对于顺层岩质边坡稳定安全系数,基于 D-P 准则的有限元计算结果比基于莫尔-库仑准则的极限平衡法计算结果平均高出约 22%;有限元计算中忽略剪胀角的结果较为保守,杨氏模量和泊松比的取值对安全系数计算结果影响不大。

(5)本文计算中岩层与软弱结构面强度参数按同一系数折减,这在实际中较难出现,一般情况下靠近坡面的岩体强度折减速率大于远离坡面的岩体,

但有时由于结构面或裂隙导致雨水下渗等原因,反而会使下层岩土体强度有更快的折减,下一步可研究边坡岩土体强度折减规律,并根据实际采用不同的折减系数进行分析。

## 参考文献:

## References:

- [1] ZIENKIEWICZ O C, HUMPHESON C, LEWIS R W. Associated and non-associated visco-plasticity and plasticity in soil mechanics[J]. *Geotechnique*, 1975, 25(4): 671-689.
- [2] GRIFFITHS D V, LANE P A. Slope stability analysis by finite elements[J]. *Geotechnique*, 1999, 49(3): 387-403.
- [3] 年廷凯, 栾茂田, 杨庆, 等. 基于强度折减弹塑性有限元方法的路堤稳定性分析[J]. *中国公路学报*, 2008, 21(2): 18-22. NIAN Ting-kai, LUAN Mao-tian, YANG Qing, et al. Stability analysis of embankment based on shear strength reduction elasto-plastic FEM[J]. *China Journal of Highway and Transport*, 2008, 21(2): 18-22. (in Chinese)
- [4] DAWSON E M, ROTH W H, DRESCHER A. Slope stability analysis by strength reduction[J]. *Geotechnique*, 1999, 49(6): 835-840.
- [5] 宋二祥. 土工结构安全系数的有限元计算[J]. *岩土工程学报*, 1997, 19(2): 1-7. SONG Er-xiang. Finite element analysis of safety factor for soil structures[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 1997, 19(2): 1-7. (in Chinese)
- [6] 吕庆, 孙红月, 尚岳全. 强度折减有限元法中边坡失稳判据的研究[J]. *浙江大学学报: 工学版*, 2008, 42(1): 83-87. LU Qing, SUN Hong-yue, SHANG Yue-quan. Slope failure criteria of shear strength reduction finite element method[J]. *Journal of Zhejiang University: Engineering Science*, 2008, 42(1): 83-87. (in Chinese)
- [7] 林杭, 曹平, 李江腾, 等. 层状岩质边坡破坏模式及稳定性的数值分析[J]. *岩土力学*, 2010, 31(10): 3300-3304. LIN Hang, CAO Ping, LI Jiang-teng, et al. Numerical analysis of failure modes and stability of stratified rock slopes[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2010, 31(10): 3300-3304. (in Chinese)
- [8] 江学良, 曹平, 杨慧. 层状岩质边坡开挖过程的有限元模拟[J]. *岩土力学*, 2006, 27(11): 1935-1940. JIANG Xue-liang, CAO Ping, YANG Hui. Simulation of stage excavation for stratified rock slope by using two-dimensional elastoplastic finite element method[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2006, 27(11): 1935-1940. (in Chinese)
- [9] 郑颖人, 赵尚毅, 张鲁渝. 用有限元强度折减法进行边坡稳定性分析[J]. *中国工程科学*, 2002, 4(10): 57-61, 78. ZHENG Ying-ren, ZHAO Shang-yi, ZHANG Lu-yu. Slope stability analysis by strength reduction FEM[J]. *Engineering Science*, 2002, 4(10): 57-61, 78. (in Chinese)
- [10] 郑颖人, 赵尚毅, 邓楚键, 等. 有限元极限分析法发展及其在岩土工程中的应用[J]. *中国工程科学*, 2006, 8(12): 39-61. ZHENG Ying-ren, ZHAO Shang-yi, DENG Chu-jian, et al. Development of finite element limit analysis method and its applications in geotechnical engineering [J]. *Engineering Science*, 2006, 8(12): 39-61. (in Chinese)
- [11] 张鲁渝, 郑颖人, 赵尚毅, 等. 有限元强度折减系数法计算土坡稳定安全系数的精度研究[J]. *水利学报*, 2003, 34(1): 21-27. ZHANG Lu-yu, ZHENG Ying-ren, ZHAO Shang-yi, et al. The feasibility study of strength-reduction method with FEM for calculating safety factors of soil slope stability[J]. *Journal of Hydraulic Engineering*, 2003, 34(1): 21-27. (in Chinese)
- [12] 赵尚毅, 郑颖人, 刘明维, 等. 基于 Drucker-Prager 准则的边坡安全系数定义及其转换[J]. *岩石力学与工程学报*, 2006, 25(增1): 2730-2734. ZHAO Shang-yi, ZHENG Ying-ren, LIU Ming-wei, et al. Definition and transformation of slope safety factor based on Drucker-Prager criterion[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2006, 25(S1): 2730-2734. (in Chinese)
- [13] 李保雄, 苗天德. 红层软岩顺层滑坡临滑预报的强度控制方法[J]. *岩石力学与工程学报*, 2003, 22(增2): 2703-2706. LI Bao-xiong, MIAO Tian-de. Strength controlling forecast method of critical landslide along red-soft-mudstone layer[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2003, 22(S2): 2703-2706. (in Chinese)
- [14] 高大水, 徐年丰, 高银水, 等. 用混凝土阻滑键技术治理灰岩顺层滑坡[J]. *岩石力学与工程学报*, 2005, 24(增2): 5433-5437. GAO Da-shui, XU Nian-feng, GAO Yin-shui, et al. Application of concrete sliding resistant key to treating limestone bedding landslip[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2005, 24(S2): 5433-5437. (in Chinese)
- [15] 许建聪, 尚岳全, 陈侃福, 等. 顺层滑坡弹塑性接触有限元稳定性分析[J]. *岩石力学与工程学报*, 2005, 24(13): 2231-2236. XU Jian-cong, SHANG Yue-quan, CHEN Kan-fu, et al. Elastoplastic contact FEM analysis of bedding landslide stability[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2005, 24(13): 2231-2236. (in Chinese)