

有限元模拟在路堑边坡稳定性分析中的应用

兰智雄¹, 王国斌^{1, 2}, 刘玉山^{1, 2}

(1. 湖北省交通规划设计院, 武汉 430051; 2. 中国地质大学, 武汉 430074)

摘 要: 以沪蓉国道主干线湖北省高坪—吉心段某开挖深路堑为例, 探讨有限元分析在边坡稳定性计算中应用的基本方法和基本步骤, 并用剩余推力法的计算结果与之进行对比。比较结果表明, 两种方法的计算结果都认为本路堑自然稳定性较好, 按此次计算方案开挖后不存在失稳问题, 但剩余推力法计算稳定系数略大于有限元分析计算结果。换言之, 用有限元分析计算结果更偏向于安全。

关键词: 沪蓉国道; 边坡; 深路堑 ANSYS; 剩余推力法

中图分类号: U416.1

文献标识码: A

沪蓉国道主干线湖北省宜昌至恩施公路高坪—吉心段地处构造溶蚀及构造剥蚀低中山区, 地形复杂, 不良地质现象发育, 使得路基工程地质条件复杂。因此, 深路堑是此段常见的路基形式之一。

本次分析采用的大型有限元软件 ANSYS 有极强的前后处理功能及求解功能, 已经在许多行业中得到了成功的应用。在岩土行业中 ANSYS 也已经得到初步的应用, 它能方便地实现初始地应力的模拟, 因此, 对于边坡开挖引起的应力重分布过程有相当逼真的模拟效果, 这一点为分析由开挖引起的边坡稳定性问题提供了良好的条件, 在本次路堑开挖的分析中亦取得了较理想的结果。

1 路堑工程地质概况

拟计算路堑段位于恩施州建始县红岩寺镇秋桂村向家湾附近, 为路线穿越一垭口而设, 长约 70 m, 最大挖深约 23 m。野外地质调查表明, 本路堑段附近多处斜坡发生小规模浅层滑坡, 特别是在人工开挖处边坡失稳现象相当普遍, 因此, 有必要对其稳定性进行计算分析。

该地属构造剥蚀低中山地貌, 地形切割强烈, 形

成深切冲沟与狭长山脊并行排列的地形格局。基岩为巴东组第二段(T_{2b}^{2})薄—中厚层紫红色泥岩夹厚层状泥质粉砂岩、砂岩, 局部夹灰绿色泥质页岩。该地层岩性软弱, 风化极强烈, 产状 $330^{\circ} \angle 40^{\circ}$ 。

鉴于岩体结构在极大程度上决定了边坡的稳定性及其破坏形式, 本次对深路堑的勘察重点放在岩体结构面的调查上, 为此采取了 20 组样进行结构面的抗剪强度试验。在取得充分可靠的试验数据及地质资料的基础上, 利用大型有限元软件 ANSYS 对深路堑的稳定性进行趋势性分析。

2 路堑稳定性弹塑性有限元分析

大量发生于(T_{2b}^{2})泥质岩地层中的滑坡表明, 该地层内斜坡的破坏形式主要表现为向临空面方向的崩滑, 也就是说其破坏形式具有随意性, 而受结构面控制相对较小。因此, 本次计算将岩土体材料视为各向同性的理想弹塑性材料, 采用 Drucker—Prager 屈服准则, 按平面应变问题考虑。计算采用 ANSYS 进行, 应力符号规定如下: 压应力为负, 拉应力为正, 剪应力逆时针方向为正, 顺时针方向为负。

2.1 计算剖面及模型

收稿日期(Received date): 2004—02—01; 改回日期(Accepted): 2004—03—10。

基金项目(Foundation item): 国家发展改革委员会项目(发改交运[2003]1082号)。[Supported by the national key project of the Planning Commission of China(20031082).]

作者简介(Biography): 兰智雄(1966—), 男(汉), 湖北人, 硕士。主要研究方向: 岩土工程勘察设计工作。[Lan Zhixiong(1966, male, post graduate, mainly work on the design and exploration of the express way.)]

根据路堑区工程地质条件及地形条件, 选择垂直于路线的剖面作为计算剖面。边界条件方面, 所有侧边界均做水平向的位移约束(即 $u_x=0$), 即只能有竖向位移, 而底边界则只约束竖向上的位移($u_y=0$)。

力学模型及网格剖分如图 1。

2.2 计算方案

本次计算考虑两种工况: (1)路堑未开挖前自重状态下的稳定性; (2)路堑开挖后的稳定性。根据

《公路路基设计规范》相关原则, 结合本地工程地质情况, 路堑按每 8 m 一级分级开挖, 每级设 1 m 宽的台阶, 坡比为 1:1。

计算参数: 根据实地调查结果及室内试验成果, 结合工程经验, 本次计算对紫红色泥岩的物理力学参数取值如表 1。

2.3 计算结果及分析

1. 自重状态下的稳定性分析

表 1 有限元分析物理力学参数表

Table 1 The physical mechanical parameters of FEM analysis

岩性	变形模量 (MPa)	泊松比	内聚力 (MPa)	内摩擦角 (°)	残余内聚力 (MPa)	残余内摩擦角 (°)	天然密度 (kg/m³)	抗拉强度 (MPa)
紫红色泥岩	3 000	0.3	0.19	23	0.17	22	2 500	0.03

从主应力等值线(图 2, 图 3)可以看出, 在天然状态下, 斜坡岩体中的应力符合斜坡在自重荷载作用下的一般分布规律: 应力随深度增加而增大, 应力

等值线基本与坡面平行, 斜坡基本处于受压状态; 而剪应力等值线图(图 4)显示自重状态下斜坡体受力较均匀, 未出现大的剪应力集中带, 斜坡整体稳定。

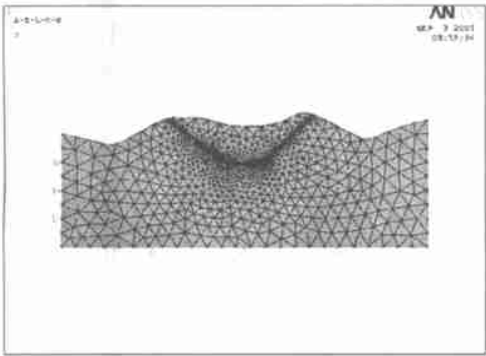


图 1 未开挖前有限元离散模型图
Fig. 1 Discrete model of FEM before cutting

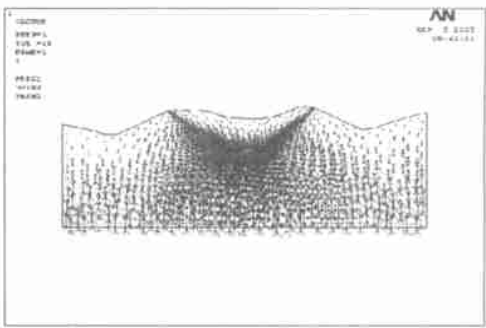


图 2 开挖前主应力矢量图
Fig. 2 The principal stress vector before cutting

2 路堑开挖后的稳定性分析

1)应力分析 开挖后的网格剖分如图 5。从路堑开挖后的应力等值线图(图 6~8)可以看出, 路堑开挖后整个斜坡体内的应力状态发生了极大的调整。首先, 在路堑两侧坡脚出现了较高应力水平的剪应力集中带, 与自重状态下的剪应力大小值相比发生了数量级的变化; 其次, 从主应力等值线图及主应力矢量图可以看出, 在各临空面(包括新开挖坡面及临近的原地表面)均出现了一定厚度的拉应力状态区, 表明路堑的开挖引起了附近一定范围内的整体卸荷回弹。

2)应变分析 塑性应变图(图 9~11)显示, 路堑开挖后没有出现大规模贯通的塑性变形带, 仅在路堑底部由于剪应力集中出现剪切塑性应变, 且以路堑两侧坡脚最大, 但总的来说量值较小, 仅为 10~3 级, 不足以使岩土体产生破坏; 而从总应变主矢量图(见图 9)可以看出, 路堑开挖后应变主要发生在路堑底部, 且以两侧坡脚处最大, 有向上鼓出的趋势, 这表明, 深路堑段应加强两侧坡脚路面的设计, 同时路面的施工应暂缓于开挖之后, 以防路基的竖向卸荷应变破坏路面。

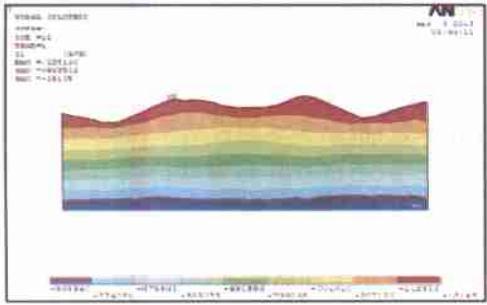


图 3 开挖前最大主应力等值线图

Fig. 3 Isoline of the maximum principal stress vector before cutting

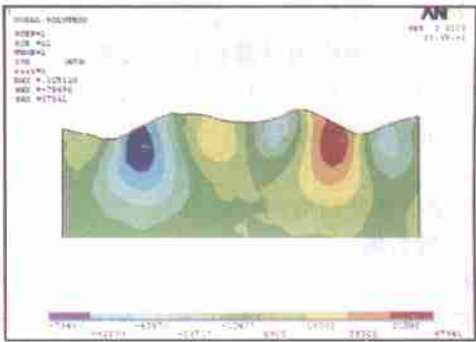


图 4 开挖前剪应力等值线图

Fig. 4 Isoline of the shearing stress before cutting

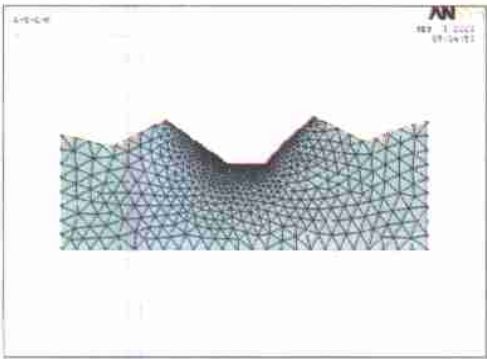


图 5 开挖前有限元离散模型图

Fig. 5 Discrete model of FEM after cutting

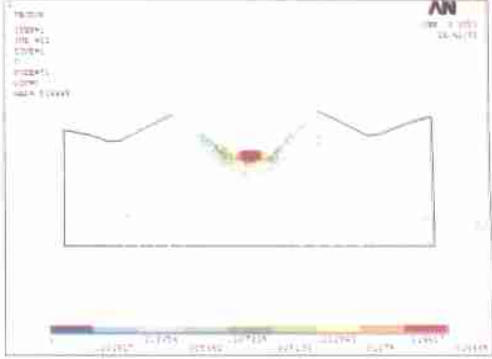


图 6 开挖后最大主应等值线图

Fig. 6 The maximum principal stress isoline after cutting

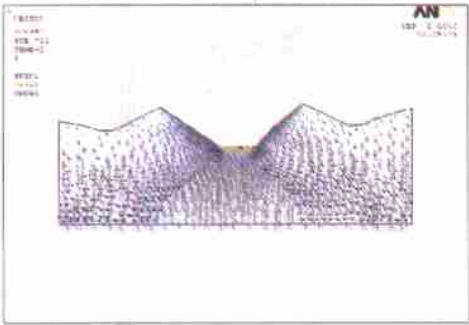


图 7 路堑开挖后主应力矢量图

Fig. 7 The principal stress vector of the road cut after cutting

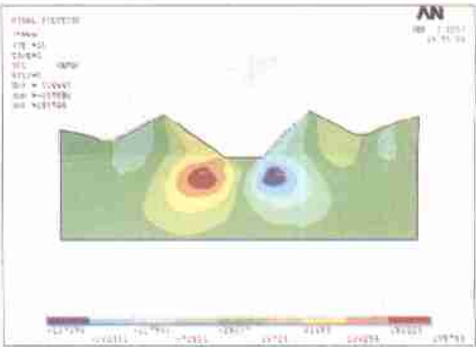


图 8 开挖后剪应力等值线图

Fig. 8 shearing stress isoline after cutting

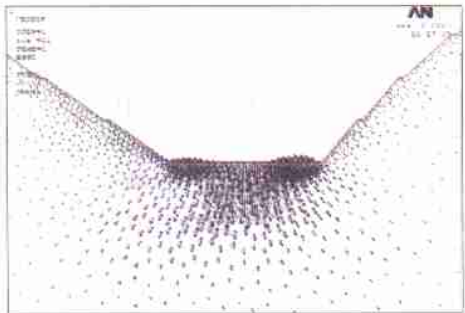


图 9 路堑开挖后主应变矢量图

Fig. 9 The principal strain vector of the road cut after cutting

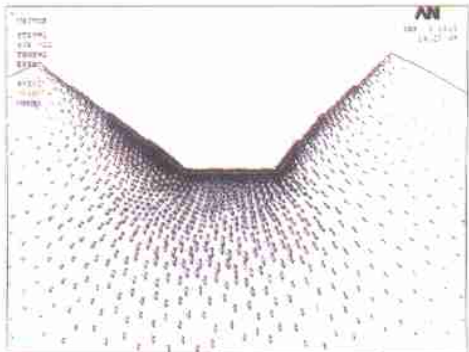


图 10 开挖后弹性主应变矢量图

Fig. 10 Elastic principal strain vector after cutting

3)位移分析 从位移矢量图(图 12~14)可以看出,路堑开挖后沿开挖面普遍出现卸荷回弹位移,且以路堑底部最大,最大位移量可达数厘米。上述分析表明,本路堑自然稳定性较好,按本次

计算方案开挖后不存在失稳问题。建议进一步在准确获取路堑段岩土体物理力学参数的基础上进行优化设计。

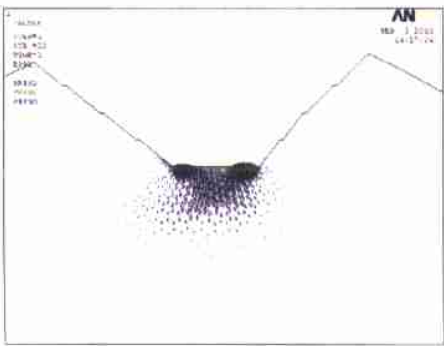


图 11 开挖后塑性主应变矢量图

Fig. 11 Plastic principal strain vector after cutting

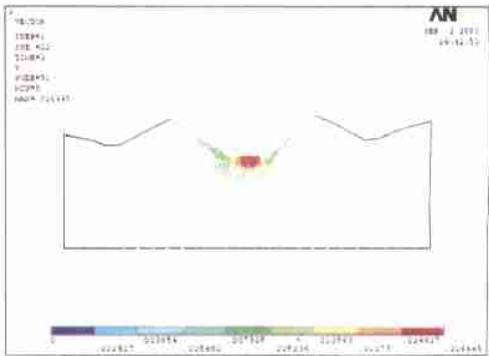


图 12 开挖后位移矢量图

Fig. 12 Displacement vector after cutting

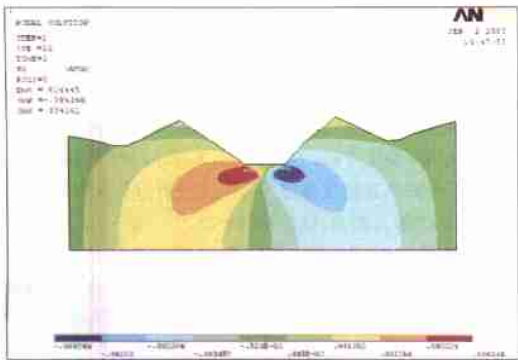


图 13 开挖后水平位移等值线图

Fig. 13 Horizontal displacement isoline after cutting

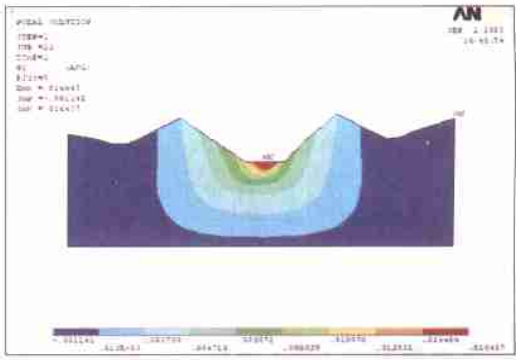


图 14 开挖后竖向位移等值线图

Fig. 14 Uprise displacement isoline after cutting

3 剩余推力法

3.1 剩余推力法计算模型与计算方法

该方法在计算斜坡稳定性时假定:斜坡体取单位宽度(1 m)来计算;不计两侧摩擦力;假使滑动面呈折线形,并据此把它分为若干条块。

定义任一条块*i*的下滑力*T_i*减去抗滑力*N_i*的差为该条块的剩余推力*E_i*(剩余下滑力),即:

$$E_i = T_i - N_i \tag{1}$$

假设上一条块的剩余下滑力沿平行于该条块底滑面的方向向下一条块传递(若剩余下滑力为负,则不传递),这样,最后一条条块*n*的剩余下滑力*E_n*则为整个滑坡的剩余下滑力。

第*i*条块的受力情况如图 15 所示。则第*i*条块的抗滑力*R_i*为:

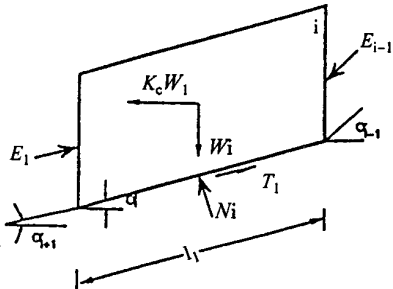


图 15 第*i*条块的受力图

Fig. 15 The forces on the *i_n* slice

$$R_i = [W_i \cos \alpha_i - K_c W_i \sin \alpha_i - (p W_{i-1} - p W_i) \cos \alpha_i - U_i + E_{i-1} \sin (\alpha_{i-1} - \alpha_i)] \tan \phi_i + c_i l_i \quad (2)$$

第 i 条块的下滑力 T_i 为

$$T_i = W_i \sin \alpha_i + K_c W_i \cos \alpha_i + (p W_{i-1} - p W_i) \sin \alpha_i + E_{i-1} \cos (\alpha_{i-1} - \alpha_i) \quad (3)$$

第 i 条块的剩余下滑力 E_i 为

$$E_i = W_i \sin \alpha_i + K_c W_i \cos \alpha_i + (p W_{i-1} - p W_i) \cos \alpha_i - \frac{1}{K_s} \{ W_i \cos \alpha_i - K_c W_i \sin \alpha_i - (p W_{i-1} - p W_i) \cos \alpha_i - U_i + E_{i-1} \sin (\alpha_{i-1} - \alpha_i) \} \tan \phi_i + c_i l_i + E_{i-1} \Psi_{i-1} \quad (4)$$

式中 W_i 为第 i 条块的重量; K_c 为水平地震系数; $p W_{i-1}$ 、 $p W_i$ 为作用于第 i 条块两侧面的水压力; U_i 为作用于第 i 条块底面上的水压力; l_i 为第 i 条块底面长度; α_i 为第 i 条块底面与水平面的夹角; c_i 为第 i 条块滑面的内聚力; ϕ_i 为第 i 条块滑面的内摩擦角; K_s 为安全系数; Ψ_{i-1} 为推力传递系数, $\Psi_{i-1} = \cos (\alpha_{i-1} - \alpha_i) - \frac{1}{K_s} \sin (\alpha_{i-1} - \alpha_i) \tan \phi_i$.

滑坡的稳定性系数 F_s 可按下式求取

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} (R_i \prod_{j=1}^{n-1} \Psi_j) + R_n}{\sum_{i=1}^{n-1} (T_i \prod_{j=1}^{n-1} \Psi_j) + T_n} \quad (5)$$

式中 $\prod_{j=1}^{n-1} \Psi_j = \Psi_1 \cdot \Psi_2 \cdot \Psi_3 \cdots \Psi_{n-1}$.

3.2 剩余推力法计算结果及结论

计算结果表明, 本路堑自然稳定性较好, 按计算方案开挖后不存在失稳问题, 但此, 计算安全系数略

大于有限元分析计算结果。换言之, 用有限元分析计算结果更偏向于安全,

4 结论

用有限元分析的方法来计算边坡的稳定性, 可以更直观地得到边坡的变形特征和破坏区域, 能在一定程度上解决边坡是否稳定问题。但是, 值得注意的是边坡局部塑性区的出现并不就一定就丧失整体稳定。同时, 尽管此深路堑的计算边坡稳定性是稳定的, 但是深路堑的施工应坚持分层开挖、逐层支护的原则, 坚决杜绝一挖到底, 同时应加强边坡的防排水处理, 特别是对此类巴东组泥岩段边坡应加大边坡治理范围。

参考文献 (References):

- [1] Wang HuaBin, Xu Ruichun, Jang Qinghui. Stability Evaluation of Three Dimensional Limit Equilibrium on Yudonghe Landslide[J]. *Journal of Mountain Science*, 2002, 20(4): 497 ~ 501. [汪华斌, 徐瑞春, 姜清辉. 鱼洞河滑坡稳定性三维极限平衡分析[J]. 山地学报, 2002, 20(4): 497 ~ 501.]
- [2] Zhang Dan. Simulation Research on Slope Stability of Road Base in Changbaishan Region Using Finite Element Method [J]. *Changchun Inst. Tech. (Nat. Sci. Edi.)*, 2002, 18(2): 25 ~ 28. [张丹. 路基高陡边坡稳定性有限元分析[J]. 长春工程学院学报 (自然科学版), 2002, 18(2): 25 ~ 28.]
- [3] Zong Quanbing, Jian Wenbin, Xiong Chuanxiang. Stability Analysis of a Cutting Slope by Finite Element Method[J]. *West-China Exploration Engineering*, 2002, 20(5): 53 ~ 57. [宗全兵, 简文彬, 熊传祥. 某深路堑边坡稳定性的有限元分析[J]. 西部探矿工程, 2002, 20(5): 53 ~ 57.]

Application of FEM Simulation to Slope Stability Analysis

LAN Zhixiong¹, WANG GuoBin^{1, 2}, LIU Yushan^{1, 2}

(1. HuBei Traffic Layout Department, WuHan, 430051; 2. China University of Geosciences, WuHan, 430074)

Abstract: Taking as example deep road cut in the section from Gaoping to Jixin of Hu-Rong national highway, application of FEM to slope stability is discussed. The calculation results of FEM analysis contrasts with the results of surplus thrust method, which can find out the inner regulation of two methods. Results of two methods both show that the natural stability of the road cut is fairly good, no instability problems exist after cutting according to this calculating scheme. But the stability coefficient of the surplus thrust method is bigger than that of the FEM. In other words, the calculated results lean to safety.

Key words: HuRong national route; slope; deep road cut; FEM; surplus thrust method