

反倾岩质边坡变形破坏的节理有限元模拟计算

王宇^{1,2}, 李晓¹, 王梦瑶³, 黎明³, 田浩³

(1. 中国科学院地质与地球物理研究所 中国科学院工程地质力学重点实验室, 北京 100029; 2. 中国科学院大学, 北京 100049;
3. 中国地质大学 工程学院, 湖北 武汉 430074)

摘要: 岩质边坡的倾倒破坏是地质环境中广泛存在的现象, 通过模拟手段对边坡的响应规律进行科学准确预测显得尤为重要。采用基于强度折减法的节理有限元法(JFEM-SSR)对反倾层状边坡的变形破坏机制进行研究, 该方法可同时考虑岩块和节理属性, 并能充分体现岩层或岩块接触作用的非线性关系, 在获得边坡应力、位移及塑性区的同时可以得到边坡的稳定系数。首先, 采用 JFEM 对 R. E. Goodman 和 J. W. Bray 提供的一个倾倒破坏的算例进行了模拟计算, 证实该法应用于节理岩石边坡稳定性分析的合理性; 然后, 基于该方法, 采用节理网络模型建立广东高速公路一桥墩承台开挖边坡的地质模型, 对其变形破坏机制及稳定性影响因素进行研究, 重点探讨地下水渗流作用、地震作用、岩层倾角、岩面厚度对边坡变形破坏的影响, 以便为工程决策提供依据。

关键词: 边坡工程; 节理有限元法(JFEM); 反倾岩质边坡; 变形机制; 节理网络模型; PHASE² 软件

中图分类号: P 642

文献标识码: A

文章编号: 1000-6915(2013)增2-3945-09

FAILURE MECHANISM OF TOPPING ROCK SLOPE USING JOINTED FINITE ELEMENT SIMULATION METHOD

WANG Yu^{1,2}, LI Xiao¹, WANG Mengyao³, LI Ming³, TIAN Hao³

(1. Key Laboratory of Engineering Geomechanics, Institute of Geology and Geophysics, Chinese Academy of Sciences, Beijing 100029, China; 2. University of Chinese Academy of Sciences, Beijing 100049, China; 3. Faculty of Engineering, China University of Geosciences, Wuhan, Hubei 430074, China)

Abstract: The topping failure of rock slope in geological environment is a widespread phenomenon, which is particularly important to predict the response by means of simulation method scientifically. Based on the shear strength reduction of jointed finite element method(JFEM-SSR), the deformation and damage mechanisms of the topping rock slope are researched. The rock block and joints attributes can be considered at the same time by JFEM-SSR method; and nonlinear contact relation of rock layer or rock block can also be reflected fully. In the process of obtaining the stress, displacement and plastic zone of slope, the stability factor can be got. Firstly, a toppling failure examples provided by R. E. Goodman and J. W. Bray is calculated, proving the reliability of the method. Then, based on JFEM, discrete fracture network(DFN) is used to establish geological model of a cutting slope on Guangle highway, applying JFEM to analyze the deformation and failure mechanisms, influencing factors for stability. Influences of groundwater seepage, earthquake action, dip angle of rock stratum and the rock face thickness on the deformation and failure of slope are mainly discussed, so as to provide a basis for engineering design.

Key words: slope engineering; jointed finite element method(JFEM); topping rock slope; deformation mechanism; joint network model; software PHASE²

收稿日期: 2012-08-17; **修回日期:** 2012-10-24

基金项目: 国家重点基础研究发展计划(973)项目(2010CB731501); 国家自然科学基金资助项目(41227901, 41027001)

作者简介: 王宇(1985-), 男, 2012年于中国地质大学(武汉)地质工程专业获硕士学位, 现为博士研究生, 主要从事地质工程方面的研究工作。
E-mail: good541571889@126.com

1 引言

反倾层状岩质边坡的变形破坏已经引发了国内外一系列的灾难性事故,如秘鲁的 Ghurgar 岩崩、加拿大 Frank 滑坡、意大利 Vjoint 滑坡、西部金川露天矿边坡垮塌、洼里滑坡以及巫峡口山体滑坡等。鉴于反倾层状边坡变形特点及成因机制的复杂性和在边坡工程中的重要性,该问题已成为岩土工程界急需解决的重大工程技术问题之一。国内外众多学者就反倾层状边坡的变形机制进行了研究,并取得了可喜的成果,研究手段主要有极限平衡法、物理模型试验法和数值模拟方法^[1-7]。R. E. Goodman 和 J. W. Bray^[3]首次提出基于极限平衡原理的分析方法(以下简称 G-B 法),该方法忽略了应力计算,关注边坡瞬时破坏前的状态,计算简单,没有考虑岩柱底滑面的连通率;且以坡趾第一块岩柱所需外力作为衡量边坡稳定的标志,假定被离散的条块为矩形,实际应用中极为不方便,实际情况往往包含 2 组或以上非正交的结构面。李桂荣等^[8]对 G-B 法的适用性持不同的见解,尚需对此进一步深入研究。物理模拟试验方法虽然能直接观测和记录岩石边坡的变形、破坏及其发展过程,但是试验周期长、费用高,结果具有局限性,通用性较差,不同的地质环境,试验条件差异很大;另外,物理模拟试验在模拟与岩层相交的节理作用、地下水渗流作用及边坡结构对反倾层状边坡的变形破坏上也存在不足。数值分析方法如等效连续模型、块体理论、基于非连续介质的力学方法(DEM, DDA)等,虽然能直观反映倾倒变形边坡破坏的过程,但这些方法一般只能给出边坡的应力、位移及塑性区,而无法得到潜在滑移面及稳定系数,计算耗费机时、收敛性差等,很难模拟断续节理交切及离散裂隙网格的问题,特别当岩层数目过多时建模过程难以进行。然而,采用接触单元模拟复杂层面的有限元法的计算研究相对较少,尤其是考虑地下水作用的文献几乎空白。

本文借助 PHASE² 软件,采用基于 Goodman 接触单元模拟层面的有限元法(JFEM)研究反倾层状岩质边坡的变形破坏过程。首先,对 G-B 模型进行模拟计算分析,证实了 JFEM 的合理性;其次,采用节理离散裂隙网络建立于广乐高速公路一桥墩承台开挖边坡的地质模型,应用 JFEM 对其变形破坏

机制及稳定性影响因素进行了研究,重点考虑了地下水渗流及地震作用对边坡变形的影响,以弥补现阶段研究的不足。特别指出虽然本文研究的是反倾状岩层边坡的变形机制,但是 JFEM 适用于任何岩层组合的坡体条件。

2 基于 Goodman 单元的 JFEM-SSR 法

2.1 Goodman 单元及实现方法

R. E. Goodman 提出一种无厚度、只有长度和宽度的特殊单元,用于模拟岩石中的节、断层的非连续性^[9-10]。对于平面问题,单元为 4 节点 8 自由度单元,2 片接触面 1-2 和 3-4 假想被无数微小的弹簧连结(见图 1),连结单元的力学特性采用切向刚度系数 k_s 和法向刚度系数 k_n 来表示。

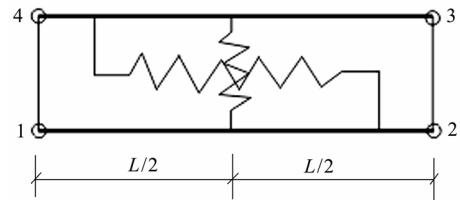


图 1 Goodman 单元

Fig.1 Goodman element

R. E. Goodman 假定接触是线弹性的,法向应力 σ_n 对应于法向位移 w_n ,剪应力 τ 对应于切向位移 w_s ,假定 2 个方向的位移间无相互交叉影响,应力与位移的关系用矩阵可表示为

$$\begin{Bmatrix} \tau \\ \sigma_n \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_s & 0 \\ 0 & k_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} w_s \\ w_n \end{Bmatrix} \quad (1)$$

切向刚度系数 k_s 的取值与应力-应变状态有关。根据节理岩体的直剪试验,通常采用双曲线表示相对切向位移 Δu_s 与相对切向应力 τ 之间的关系,切线剪切刚度系数 k_{st} 可推导为

$$k_{st} = \frac{\partial \tau}{\partial \Delta u_s} = K_c \gamma_w \left(\frac{\sigma_n}{P_a} \right)^{n_c} \left(1 - \frac{R_{fc} \tau}{\sigma_n \tan \varphi_c} \right) \quad (2)$$

式中: u_s 为切向位移; K_c , n_c , R_{fc} 为均非线性试验参数; φ_c 为接触面上的外摩擦角; γ_w 为水的重度; P_a 为标准大气压。

Goodman 单元能较好地反映接触面切向应力和变形的发展,能考虑接触面变形的非线性特性。但由于它是非严格意义上的接触单元,数值中容易

产生接触面法向嵌入现象，不能严格保证接触面向变形协调，为了克服这一不足，PHASE² 软件在应用 Goodman 节理单元时，对传统意义的单元进行了改进，使其更能适合于岩体中节理的法向变形，施压时不会出现两侧普通单元的相互嵌入。在 PHASE² 中节理可看作是一种具有切向和法向位移的弹簧，允许节理节点在同时移动的节点间相互错动以产生切向位移和法向位移，节理也可表现出塑性屈服行为，允许它们在裂缝的两侧发生滑动。

2.2 JFEM-SSR 法

PHASE² 中，考虑基于强度折减法的节理岩体有限元法，可以采用不同的节理网络建模，节理本构关系基于 Mohr-Coulomb(简称 M-C)本构模型的扩展，即在 M-C 体中增加节理面，此节理面也服从 M-C 屈服准则。该模型同时考虑岩体和节理的物理力学属性，破坏可能先出现在岩体中或沿节理面，或二者同时破坏，其主要取决于岩体应力状态、节理产状、岩体及节理接触的非线性力学性质等。M-C 模型的屈服面和塑性势面已被广大学者所熟知，现介绍一下与节理面相关的屈服准则。

通常情况下，节理面的方位和应力状态反映在局部坐标系(见图 2，节理倾角为 θ)中，为在同一坐标系中将 M-C 屈服准则应用于节理中，坐标变换为

$$\left. \begin{aligned} \sigma'_1 &= \sigma_1 \cos^2 \theta + 2\sigma_{12} \sin \theta \cos \theta + \sigma_2 \sin^2 \theta \\ \sigma'_2 &= \sigma_1 \sin^2 \theta - 2\sigma_{12} \sin \theta \cos \theta + \sigma_2 \cos^2 \theta \\ \sigma'_3 &= \sigma_3 \\ \tau'_{12} &= -(\sigma_1 - \sigma_2) \sin \theta \cos \theta + \tau_{12} (\cos^2 \theta - \sin^2 \theta) \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

式中： σ'_1 ， σ'_2 ， σ'_3 分别为局部坐标系中的第一、二、三主应力； τ'_{12} 为局部坐标系中的切应力。

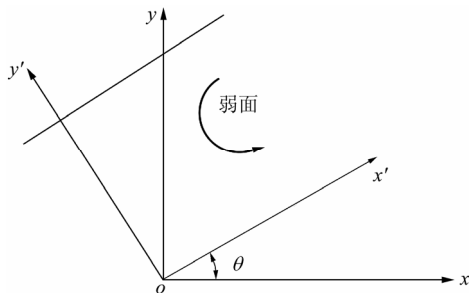


图 2 节理面局部坐标表示方法

Fig.2 Representation method of joint plane oriented at a local coordinate system

相应地，局部坐标下弹性应力和应变增量可表示为

$$\left. \begin{aligned} \Delta \sigma'_1 &= \alpha_1 \Delta e_1^{e'} + \alpha_2 (\Delta e_2^{e'} + \Delta e_3^{e'}) \\ \Delta \sigma'_2 &= \alpha_1 \Delta e_2^{e'} + \alpha_2 (\Delta e_1^{e'} + \Delta e_3^{e'}) \\ \Delta \sigma'_3 &= \alpha_1 \Delta e_3^{e'} + \alpha_2 (\Delta e_2^{e'} + \Delta e_1^{e'}) \\ \Delta \tau &= 2G \Delta \gamma^e \end{aligned} \right\} \quad (4a)$$

其中，

$$\left. \begin{aligned} \alpha_1 &= K + 4G/3 \\ \alpha_2 &= K - 2G/3 \end{aligned} \right\} \quad (4b)$$

式中： K 为体积模量， G 为剪切模量， $\Delta e_i^{e'}$ ($i=1, 2, 3$)为弹性正应变增量， $\Delta \gamma^e$ 为弹性切应变增量。

节理面屈服准则在 (σ'_2, τ) 坐标系中的函数形式如图 3 所示，图中“+”，“-”分别表示稳定区域和屈服区域。

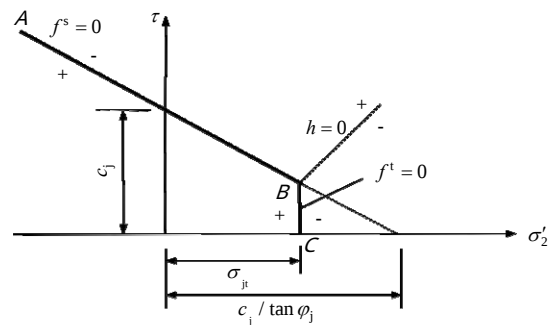


图 3 PHASE² 节理面屈服准则

Fig.3 Joint failure criterion in PHASE²

根据 M-C 屈服准则，屈服包络线 AB 在 (σ'_2, τ) 坐标下可表示为 $f^s = 0$ ，拉伸破坏包络线 BC 可表示为 $f^t = 0$ ，且存在如下函数关系：

$$\left. \begin{aligned} f^s &= -\tau - \sigma'_2 \tan \phi_j + c_j \\ f^t &= \sigma_{jt} - \sigma'_2 \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

式中： c_j ， ϕ_j ， σ_{jt} 分别为节理面的黏聚力、内摩擦角及抗拉强度。若节理在岩体内发生剪切位移和法向位移较大时，也可表现出塑性屈服行为，若岩体的应力状态出现在稳定区域，呈线弹性状态，此时，不需要进行塑性修正，若进入屈服区域时，应该根据关联(非关联)流动法则，需进行适当的修正。

剪切强度折减(SSR)法在节理岩体中的实现过程可表述为：在特定的屈服准则下，岩体强度参数(黏聚力 c 、内摩擦角 ϕ 、抗拉强度 σ_t)和节理的强度参数(c_j ， ϕ_j ， σ_{jt})分别进行折减，对边坡进行非线性数值计算，直到计算收敛为止，此时的折减系数即为节理边坡的稳定系数。PHASE² 软件中的收敛

判据分别从有限元迭代计算的是否收敛和力或关键点位移的突变作为边坡破坏的标志。

2.3 PHASE² 节理网络模型

PHASE² 软件提供了 6 种节理网络模型进行地质建模,即除了平行确定模型、平行统计模型、交错模型外,也可以使用离散裂缝网络(DFN)进行建模。DFN 随机节理的生成都是根据泊松点过程法,该方法假定节理间的位置是自由的,并假定它们的位置沿坐标轴为均匀随机分布。软件中包含的 DFN 模型有 Baecher 圆盘模型, Veneziano 多边形模型和 Voronoi 模型^[11-14]。

文中主要应用 Voronoi 模型对边坡风化程度极为剧烈的碎块石区进行建模。该模型对二维的 Voronoi 进行分割,泊松过程将节理面细分为非重叠的凸多边形。Voronoi 节理网络由这些凸多边形的边界线段组成。Voronoi 分割开始于泊松点过程,首先要定义分割种子或生成器。Voronoi 多边形和平面内临近的种子相一致,平面区域的约束界线和种子生成器生成的种子等距离排列。由泊松点过程生成的种子一般情况下并不能均匀地在平面内分布,一些点可能与临近点相互捆绑,其他点远离这些点。因此,理想情形下就是使种子的分布更加规则化,这样 Voronoi 多边形将更加规则。PHASE² 软件允许用户或者自定义种子密度,或者自定义 Voronoi 多边形的边长。Voronoi 裂缝网络特别适用于极其破碎、没有优势节理的岩体中。

3 G-B 算例分析

为了更好地说明 JFEM 法应用于节理化岩质边坡中的可靠性和有效性,首先对基于 G-B 法的倾倒地边坡的变形破坏机制和失稳模式进行分析验证。该方法是由 R. E. Goodman 和 J. W. Bray^[3]在现场考察中,提出岩块在阶梯状底面上倾倒地极限平衡分析方法,该方法将倾倒地边坡的破坏分为弯曲式倾倒地、岩块式倾倒地和岩块弯曲复合式倾倒地 3 种。图 4 为 R. E. Goodman 和 J. W. Bray^[3]提供的一个算例,开挖边坡高度为 92.5 m,坡角为 56.6°,坡顶面仰角为 4°,岩层倾角为 60°,倾向坡外。岩体重度 $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$,条柱底面和侧面的摩擦角均为 38.15°,将破坏岩体编号为 16 个条块^[3]。G-B 模型以坡脚第一块岩柱所需外力作为衡量边坡稳定与否的标志,通过对建立岩块的力和力矩平衡,以确定岩块究竟是处于倾倒地

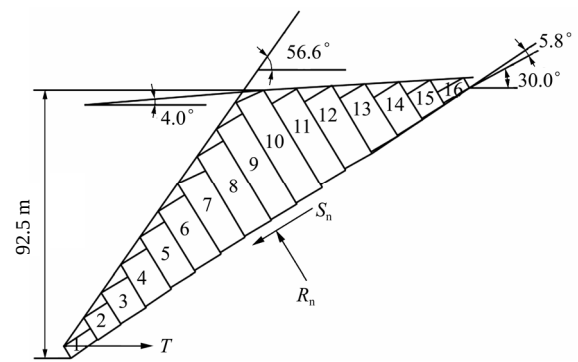


图 4 倾倒地极限平衡分析模型^[3]

Fig.4 Model for limiting equilibrium analysis of toppling^[3]

状态还是滑动状态, G-B 模型在计算时取边坡的稳定系数 $F_s = 1$ 。

采用平行确定节理模型建立与 G-B 法相同的地质模型(见图 5),应用节理有限元强度折减法,以有限元计算的收敛性和关键点处位移的突变作为稳定系数的计算标准,可自动获得边坡的稳定系数。

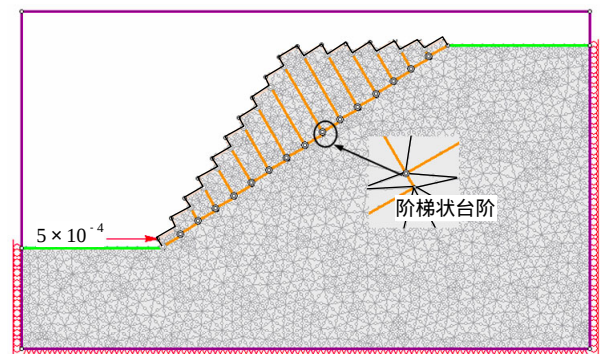


图 5 JFEM 计算模型

Fig.5 JFEM calculation model

对节理和岩石材料的设置分别为:

(1) 节理的滑动准则遵循 M-C 准则,抗拉强度 $\sigma_t = 0 \text{ MPa}$,峰值黏聚力 $c = 0 \text{ MPa}$,峰值内摩擦角 $\varphi = 38.15^\circ$,法向刚度 $k_n = 10\,000 \text{ MPa/m}$,切向刚度 $k_s = 1\,000 \text{ MPa/m}$ 。

(2) 岩石材料采用地应力和体力加载以获得地应力平衡状态,重度 $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$,为各向同性弹性材料,弹性模量 $E = 20 \text{ GPa}$,泊松比 $\mu = 0.3$ 。

有限元的分析结果与 G-B 法的分析结果有所不同。二者的差异性在于, G-B 法将边坡从坡脚到坡顶划分为 3 个区域:即坡脚的滑动区、中间的倾倒地和坡顶的稳定区是合理的,但是各区滑块的个数不同,1 和 2 岩块为滑动区,稳定区岩柱为 15 和 16;倾倒地岩柱不仅有倾倒地变形,同时出现了滑

移现象，这种面接触模式与 G-B 法的假定的点接触有所不同，节理在变形过程中，接触面上不仅不法向变形而且有剪切变形，节理也可表现出塑性屈服行为，允许它们在裂缝的两侧发生滑动。边坡倾倒变形后的最大总位移云图如图 6 所示，此时 16 条节理已全部屈服。稳定系数随位移的变化曲线如图 7 所示，边坡破坏时的最大位移约为 0.013 m，此时边坡的强度折减系数(SRF)，即稳定系数 $F_s = 0.99$ ，与 G-B 方法相比，结果极其接近。无论从有限元计算程序是否收敛还是从关键点处位移的突变来分析，都可以得出节理边坡的稳定系数。

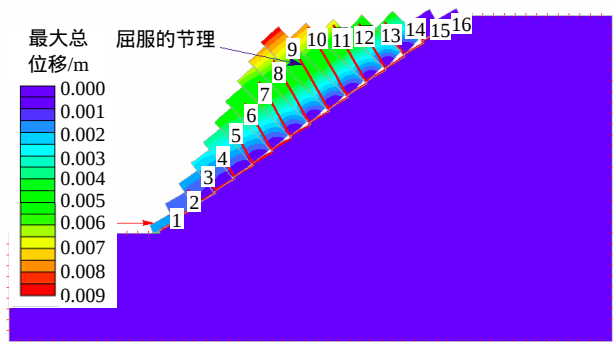


图 6 边坡最大总位移云图
Fig.6 Nephogram of total displacement of slope

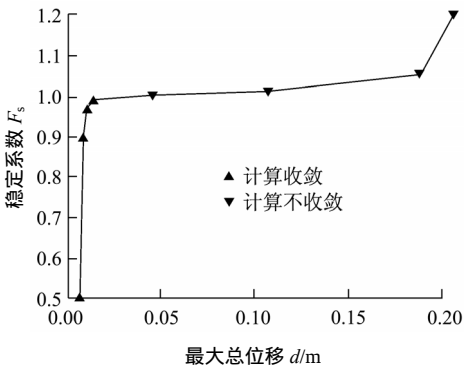


图 7 F_s - d 的关系曲线
Fig.7 F_s - d relationship curve

通过 JFEM 对边坡的倾倒破坏进行分析，较真实地反映了节理岩体的应力－应变关系，节理的变形破坏更符合实际情况，并且采用强度折减法计算稳定系数来评价岩石边坡倾倒破坏更加合理。

4 工程应用分析

4.1 工程概况

坪溪大桥左幅 6#桥墩边坡位于广东省乐昌市梅

花镇跌牛排村境内，边坡区上覆地层为第四系坡积粉质黏土(Q_4^{dl})夹碎块石，黄褐色，可塑～硬塑，黏性一般～差，碎块石含量大，约为 85%，强度、稳定性较差，层厚 0.50～2.60 m。下伏基岩为中统东岗岭组(D_{2d})灰岩，强风化，灰色，裂隙、局部溶蚀发育，隐晶质结构，偶夹微风化薄层；主要矿物成分为方解石。边坡最大高度为 16.5 m，长约 45 m，坡面倾向为 317°，倾角 75°。坡面倾向与岩层倾向夹角 155°，为岩质斜交坡。受构造影响，岩层顺层页理发育，成页状灰岩，地层产状 112° 38′。勘察区主要发育 2 组裂隙：(1) 340°～350° 78°～82°，密度(1～2)条/m，闭合，可见延伸 0.50～4.00 m；(2) 250°～260° 35°～42°，密度(2～4)条/m，闭合，可见延伸 0.45～3.00 m。边坡是由于开挖广乐高速公路 T3 合同段坪溪大桥右幅 5#桥墩承台及施工便道所形成。开挖过程中，掉块、剥落现象严重，给机械及施工人员造成直接危害，有必要对其稳定性做出评价。

4.2 计算模型及参数的确定

边坡结构从上到下分为 3 个区。I 区位于坡体上方，主要为碎块石，风化剧烈，极破碎，易采用裂隙网络 Voronoi 模型；II 区位于坡体中部，坡体较上部岩体完整，被 J2 切割，节理采用平行统计模型；III 区边坡岩层最完整，被一交错节理切割，采用交切节理模型(见图 8)。节理几何参数见表 1。边坡及节理岩石力学参数见表 2，3。

4.3 模拟计算分析

采用基于强度折减法的 JFEM 对该边坡进行稳定性分析，计算结果见图 9，边坡破坏时最大总位移为 0.084 m(见图 10)，稳定系数为 1.59，表明该边坡有足够的安全余度，为了防止剥落、掉块现象

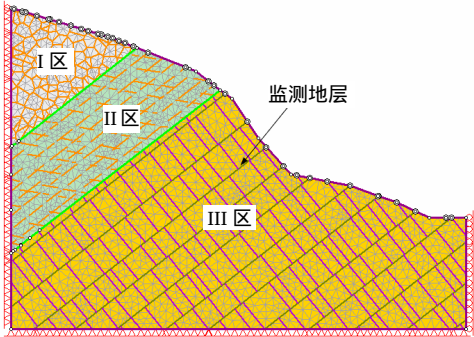


图 8 边坡计算模型
Fig.8 Slope calculation model

表 1 节理几何参数统计
Table 1 Statistics of joint geometric parameters

边坡 分区	节理 编号	几何参数					
		倾角/ (°)	间距/m		迹长/m		连续率/%
			均值	标准差	均值	标准差	
I 区	J1	—	—	—	—	—	—
II 区	J1	38	2.1	0.4	3.4	1.2	0.7
	J2	80	2.3	0.5	2.0	1.0	0.5
III 区	J1	38	5.2	0.8	—	—	—
	J3	39	3.6	1.1	—	—	—

注：I 区的 Voronoi 种子密度为 0.6 m³。

表 2 边坡各层岩石力学参数

边坡 分区	风化情况	重度/ (kN·m ⁻³)	抗拉 强度/ MPa	抗剪强度参数		弹性 模量/ MPa	泊松比 μ
				c/MPa	$\varphi/(^{\circ})$		
I 区	强风化	22.7	0.0	0.031	27.1	2 000	0.30
II 区	弱风化	25.8	0.1	0.240	35.5	5 000	0.27
III 区	微风化~ 新鲜	27.2	0.2	0.370	41.4	7 500	0.25

表 3 节理岩石力学参数
Table 3 Joint mechanical parameters

节理 编号	节理 类型	抗拉 强度/ MPa	c/ MPa	$\varphi/(^{\circ})$	法向	切向
					刚度/ (MPa·m ⁻¹)	刚度/ (MPa·m ⁻¹)
J1	岩层	0	0	23	100 000	10 000
J2	结构面	0	0	27	250 000	10 000
J3	结构面	0	0	34	250 000	10 000

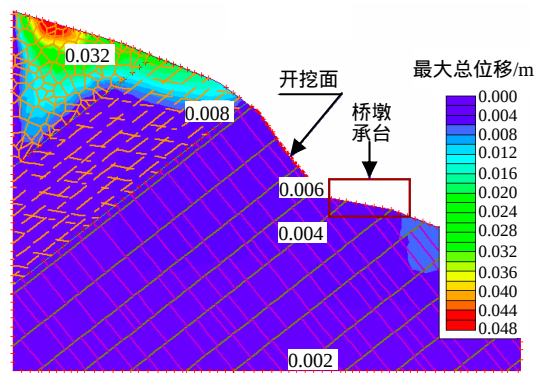


图 9 开挖边坡最大总位移云图

Fig.9 Nephogram of maximum total displacement of excavation slope

的发生，可进行简单的锚喷支护。

为了综合考虑不同因素对边坡稳定性的影响，分别进行考虑地下水渗流作用、地震作用、岩层倾

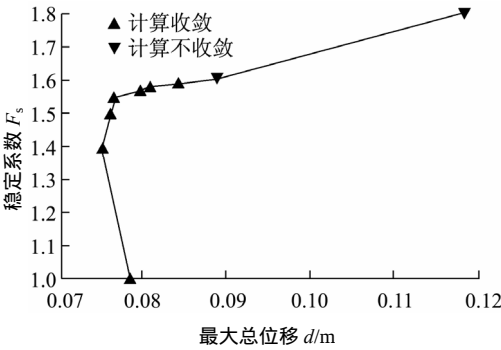


图 10 开挖边坡 F_s - d 关系曲线

Fig.10 F_s - d relationship curve of excavation slope

角及岩层间距对边坡变形破坏的影响分析。

(1) 地下水渗流作用的影响。固定模型左侧边界总水头为 34.82 m，右侧总水头为 21.78 m，坡面为自由入渗面。当坡面入渗系数 q 分别取 2.5×10^{-6} ， 8×10^{-6} ， 2×10^{-5} ， 1×10^{-4} m/s 等值时，边坡稳定系数的变形曲线如图 11 所示。开挖坡面处取一岩层进行剪切位移与法向位移的监测，变化趋势如图 11 所示。从图 12(a)中可以看出，随着降雨入渗系数的增大，岩层剪切位移在增大；同一降雨入渗的情形下，随岩层横坐标的增大，剪切位移不断增大，当 $X = 29.375$ m 时，位移最大，此时岩层处于坡角最陡的地方，坡面上的降雨往该处汇聚，使得节理内孔隙水压力达最大值，在地应力和孔隙水压力的共同作用下，岩层出现最大的剪切位移。从图 12(b)中也可看出，降雨入渗系数的不断增大导致岩层的法向位移呈增大趋势，同一降雨入渗条件下，法向位移沿节理横坐标的增大不断慢慢减小，这是因为横坐标越大，越接近地表，孔隙水压力对法向应力的影响越小，从而位移变小。 $q = 2.5\times10^{-6}$ m/s 时孔隙水压力分布见图 13($SRF = 1.55$)。

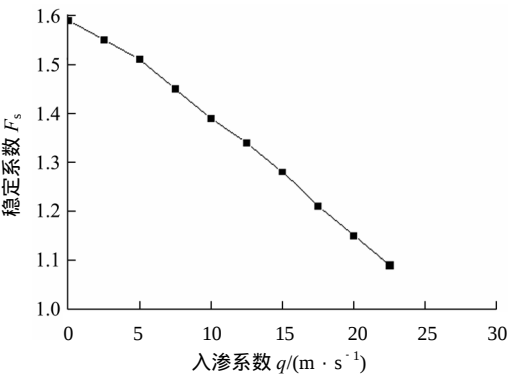
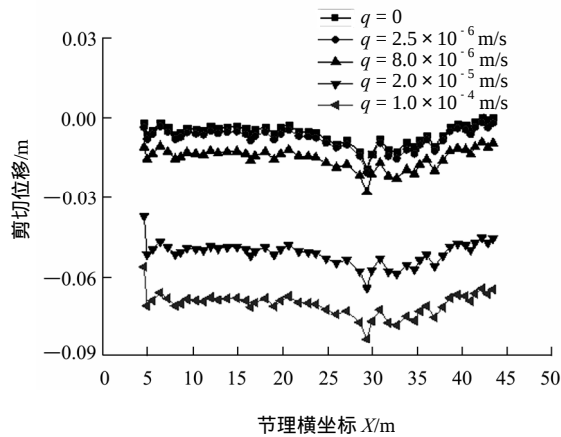
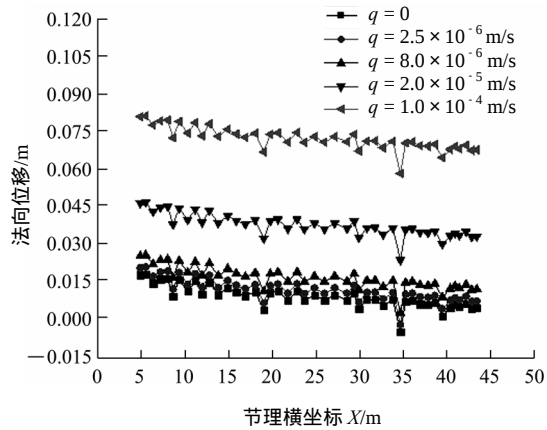


图 11 稳定系数随入渗系数的变化曲线

Fig.11 Relationship curve of F_s and infiltration coefficient



(a) 剪切位移



(b) 法向位移

图 12 剪切位移和法向位移随降雨入渗变化

Fig.12 Variations of shear displacement and normal displacement with infiltration coefficient

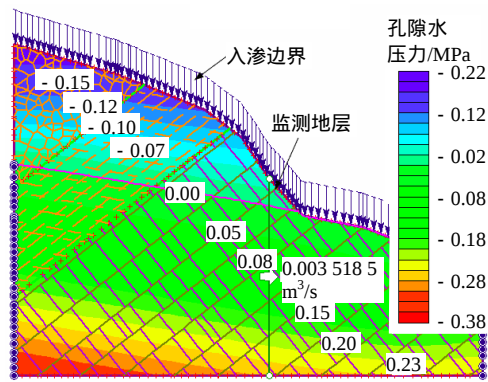


图 13 $q = 2.5 \times 10^{-6}$ m/s 时孔隙水压力分布

Fig.13 Pore water pressure distribution when $q = 2.5 \times 10^{-6}$ m/s

(2) 地震作用的影响。边坡区为抗震设防 VI 度区，地震动峰值加速度为 0.05 g，地震动反应谱特征周期为 0.35 s。为考虑地震作用的影响力，设计地震动峰值加速度分别取(0.03 ~ 0.10) g，对坪溪大桥右幅 5#桥墩桥墩边坡稳定性影响，图 14 为地震

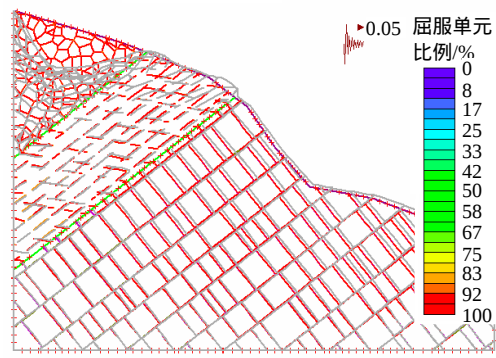
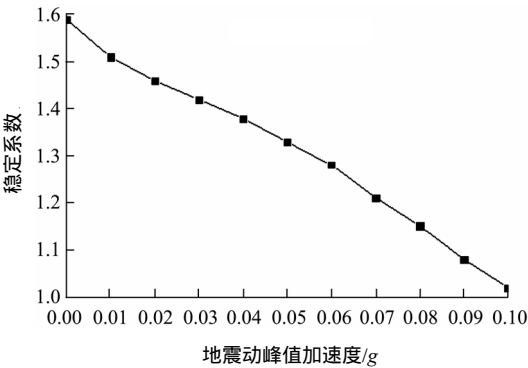


图 14 节理屈服单元分布

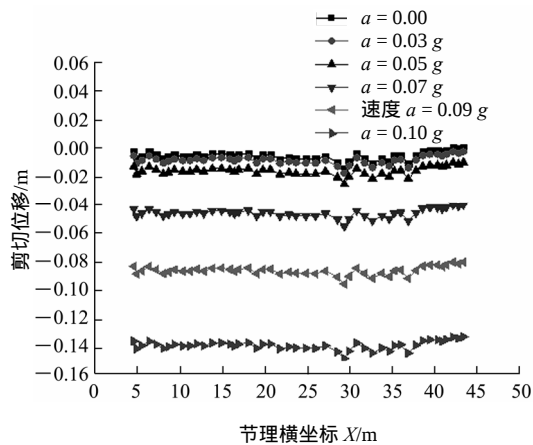
Fig.14 The yield element of joint in rock slope

动加速度为 0.05 g 时的坡体屈服单元分布($SRF = 1.35$)，节理单元几乎全部屈服。图 15 为稳定系数、剪切位移和法向位移随地震峰值加速度 a 的变化曲线。从图 15(a)中的变化趋势可看出，地震作用下边坡失稳的可能性要明显大于降雨入渗情形。由图 15(b)可知，随着地震峰值加速度的增大，水平作用的地震波使剪切位移也不断加大，同一地震峰值加速度下，随节理横坐标的增大，剪切位移先增大后减小，且在 $X = 33.375$ m 达最大值，最大值处位于边坡开挖区，这说明地震作用下，岩层的剪切变形减发生剧烈变化，边坡极易产生较大变形，剥落、崩塌现象。由图 15(c)可知，法向位移的变化幅度要明显大于剪切位移，在地震横波剪应力的反复作用下，岩层逐渐发生倾倒弯曲，接近开挖坡面体，因波的能量释放，位移有所减小，但边坡破坏的可能性增大。

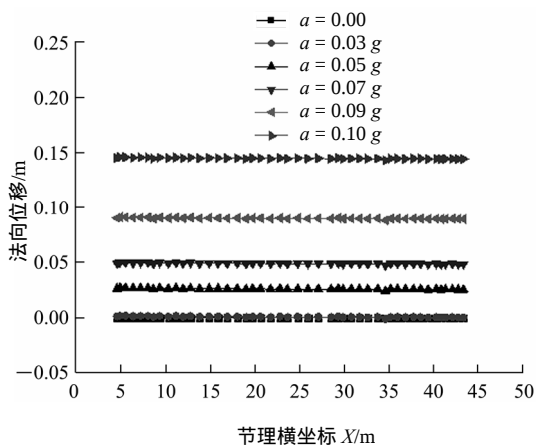
(3) 岩层倾角及厚度的影响。仅考虑开挖面处 III 区节理面的倾角变化、岩层厚度变化对稳定性的影响(见图 16)。随着岩层倾角的增大，由连续梁理论，岩层在水平面上的投影长度，变形弯矩减小，对本文所研究的反倾岩层边坡来说，稳定性不断加大；同样，随着岩层厚度的增大，由连续梁理论，



(a) 稳定系数



(b) 剪切位移

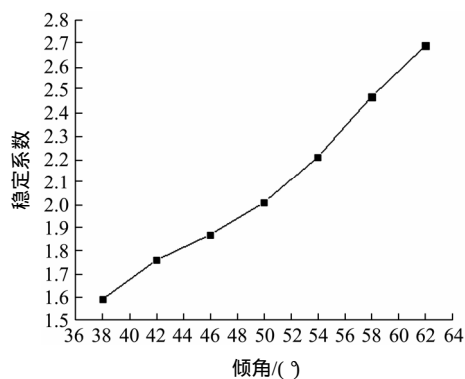


(c) 法向位移

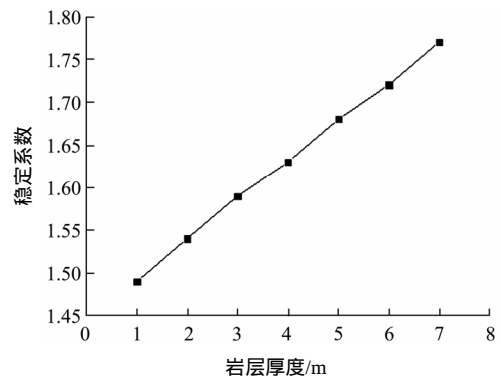
图 15 稳定系数、切向位移和法向位移随地震峰值加速度的变化曲线

Fig.15 Variation curves of stability coefficient, shear displacement and normal displacement with earthquake peak acceleration

岩层的惯性矩就越大,而岩层的弯曲变形变小,挠度和转角大大减小,从而发生变形破坏的几率就减小。



(a) 随岩层倾角变化



(b) 随岩层厚度变化

图 16 稳定系数随岩层倾角和厚度的变化曲线

Fig.16 Variation curves of stability coefficient with dip angle and thickness of rock stratum

5 结 论

(1) 通过对 G-B 精典算例的模拟计算,体现了 JFEM 应用于层状岩质边坡模拟分析的可靠性,可作为除离散元法以外的又一节理岩石边坡模拟计算方法。

(2) JFEM 可以体现岩层或岩块变成破坏的非线性本构关系,适用于复杂边界条件,通过对二者非线性力学作用进行机制的分析,在得出边坡应力、位移及塑性区的同时,还可以得到边坡的稳定系数。

(3) 运用节理网络模型建立广乐高速公路一桥墩承台开挖边坡的地质模型,重点考虑了降雨入渗条件、地震条件、岩层倾角及厚度对边坡稳定性及变形破坏的影响。这些研究可以节理边坡的稳定性分析、危险性评估及支护防治提供理论依据。

参考文献(References):

- [1] 左保成,陈从新,刘小巍,等. 反倾岩质边坡破坏机制模型试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(19): 3 505-3 511.(ZUO Baocheng, CHEN Congxin, LIU Xiaowei, et al. Modeling experiment study on failure mechanism of counter-tilt rock slope[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(19): 3 505-3 511.(in Chinese))
- [2] 韩贝传,王思敬. 边坡倾倒变形的形成机制与影响因素分析[J]. 工程地质学报, 1999, 7(3): 213-217.(HAN Beichuan, WANG Sijing. Analysis of mechanism for toppling deformation of slope and influencing

- factors[J]. Journal of Engineering Geology , 1999 , 7(3) : 213 – 217.(in Chinese))
- [3] GOODMAN R E , BRAY J W. Toppling of rock slopes[C]// Proceedings of the Specialty Conference on Rock Engineering for Foundations and Slopes. Colorado , USA : [s. n.] , 1976 : 201 – 234.
- [4] 白占平 , 曹兰柱 , 骆中洲. 矿山层状反倾边坡岩体移动规律的试验研究[J]. 工程地质学报 , 1997 , 5(1) : 80 – 85.(BAI Zhanping , CAO Lanzhu , LUO Zhongzhou. The test study on movement mechanism for anti-dip layered slope rock mass[J]. Journal of Engineering Geology , 1997 , 5(1) : 80 – 85.(in Chinese))
- [5] 陈祖煜 , 张建红 , 汪小刚. 岩石边坡倾倒稳定分析的简化方法[J]. 岩土工程学报 , 1996 , 18(6) : 92 – 95.(CHEN Zuyu , ZHANG Jianhong , WANG Xiaogang. Simplified method for rock dumping slope stability analysis[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering , 1996 , 18(6) : 92 – 95.(in Chinese))
- [6] SJOBERG J. Analysis of failure mechanism in high rock slopes[C]// VOUILIE G , BEREST P ed. Proceeding of the 9th International Congress on Rock Mechanics. Paris :Taylor and Francis Group , 1999 : 127 – 130.
- [7] DUNCAN C W. Foundations on Rock[M]. 2nd ed. London : Spon E F N Ltd. , 1999 : 217 – 243.
- [8] 李桂荣 , 余成学 , 陈胜宏. 层状岩体边坡的弯曲变形破坏试验及有限元分析[J]. 岩石力学与工程学报 , 1997 , 16(4) : 305 – 311.(LI Guirong , SHE Chengxue , CHEN Shenghong. Curved deformation damage test and FEM analysis of slope with layered rock mass[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering , 1997 , 16(4) : 305 – 311.(in Chinese))
- [9] 蒋良淮 , 黄润秋. 层状结构岩体顺层斜坡滑移——弯曲失稳计算探讨[J]. 山地学报 , 2006 , 24(1) : 88 – 94.(JIANG Liangwei , HUANG Runqiu. Studies on estimate of sliding—bending rupture of bedded rock slopes[J]. Journal of Mountain Research , 2006 , 24(1) : 88 – 94. (in Chinese))
- [10] BOBET A. Analytical solutions for toppling failure[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences , 1999 , 36(7) : 971 – 980.
- [11] Rocscience Inc.. Phase 2 joint network verification[R]. Ontario : Rocscience Inc. , 2011.
- [12] 李守德 , 俞洪良. Goodman接触面单元的修正与探讨[J]. 岩石力学与工程学报 , 2004 , 23(15) : 2 628 – 2 631.(LI Shoude , YU Hongliang. Modification of Goodman interface element[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering , 2004 , 23(15) : 2 628 – 2 631.(in Chinese))
- [13] BAECHER G B , LANNEY N A , EINSTEIN H H. Statistical description of rock properties and sampling[C]// Proceedings of the 18th U.S. Symposium on Rock Mechanics , 5C1 – 8. Americ : Massachusetts Institute of Technology , 1978 : 117 – 120.
- [14] DERSHOWITZ W. Rock joint systems[Ph. D. Thesis][D]. Cambridge : Massachusetts Institute of Technology , 1984.