

DOI: 10.11779/CJGE201712014

复杂结构面缓倾层状岩体边坡破坏机制

王林峰, 唐红梅, 唐 芬, 叶四桥

(重庆交通大学水利水运工程教育部重点实验室, 重庆 400074)

摘 要: 缓倾层状岩体边坡在结构面的切割下易发生崩塌灾害。以含有两组及两组以上结构面的复杂缓倾角岩体边坡为研究对象, 首先基于断裂力学和材料力学, 建立了复杂缓倾角岩体边坡层间荷载和稳定系数的计算方法, 然后以重庆綦江羊叉河缓倾岩体边坡为例分析了边坡的稳定性, 计算结果与边坡现场破坏情况基本一致。再通过数值模拟得到了重庆綦江羊叉河缓倾岩体边坡的稳定系数, 模拟结果与计算结果基本一致。最后通过数值模拟揭示了重庆綦江羊叉河缓倾岩体边坡的破坏模式与规律, 边坡下部岩腔破坏的主要诱因为压力。建立的复杂缓倾角岩体边坡层间荷载和稳定系数的计算方法可为复杂缓倾角岩体边坡防治结构的设置提供理论依据。

关键词: 层状岩体边坡; 缓倾角; 断裂力学; 数值模拟; 破坏机制

中图分类号: TU45

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)12-2253-08

作者简介: 王林峰(1983-), 男, 副教授, 硕士生导师, 主要从事地质灾害减灾理论与控制技术研究。E-mail: wanglinfeng@cqjtu.edu.cn。

Failure mechanism of gently inclined bedding rock mass slopes with complex fissures

WANG Lin-feng, TANG Hong-mei, TANG Fen, YE Si-qiao

(Key Laboratory of Hydraulic and Waterway Engineering of the Ministry of Education, Chongqing Jiaotong University, Chongqing 400074, China)

Abstract: The collapse disasters are easily caused by the cut of fissures in gently inclined bedding rock mass slopes. The complex gently inclined bedding rock mass slope containing two fissures is studied. At first, based on the fracture mechanics and the mechanics of materials, a method for calculating the load and stability coefficient of complex gently inclined bedding rock mass slopes is established. For the case of Yangchahe gently inclined bedding rock mass slope in Qijiang County of Chongqing, the slope stability is calculated, and the results are the same as the field damage situations. Then the stability coefficient of the gently inclined bedding rock mass slope is obtained through numerical simulation. The numerical results are the same as the calculated ones. The numerical results reveal the damage mode and rules of Yangchahe gently inclined bedding rock mass slope. The compressive stress is the main factor for the damage of rock cells. The proposed method for the load and stability coefficient of complex gently inclined bedding rock mass slope may provide a theoretical basis for the design and layout of the relevant control structures.

Key words: bedding rock mass slope; gentle inclination angle; fracture mechanics; numerical simulation; failure mechanism

0 引 言

缓倾层状岩体边坡是岩体边坡中的一种典型型式, 此类边坡在三峡库区、重庆、四川、贵州、云南等西南地区极为常见。该类边坡坡角一般比较大, 常形成陡崖, 形成陡崖后由于结构面的切割会在陡崖上形成不稳定岩块, 岩块一旦失稳就形成崩塌灾害。在西南地区有很多的公路、城镇、矿区、港口码头等基础设施都建设在缓倾角岩体边坡下。因此为了确保这些基础设施的地质安全, 必须控制缓倾角边坡的地质安全。

鉴于缓倾角岩体边坡具有破坏性强和突发性的特

点, 一直是国内外学者关注的热点。王林峰等^[1-2]、唐红梅等^[3]以单个危岩体或单列危岩体为例, 分析了各危岩块的稳定性和失稳顺序。卢海峰等^[4]以某巴东组缓倾顺层边坡为例, 结合极限平衡方法和模型实验分析了开挖过程中缓倾顺层边坡的破坏规律。Alejano等^[5]基于工程地质分析原理和现场调查方法分析了反倾岩

基金项目: 国家自然科学基金项目(51408084, 51378521, 51678097); 重庆市教委 2014 年度科学技术研究项目(KJ1400317); 重庆交通大学地质资源与地质工程重点学科专项经费(2013D-1); 重庆交通大学校内科学基金课题(2013kjc043)

收稿日期: 2016-09-30

质边坡的破坏机制。Manuel等^[6]通过分析地质雷达采集到的信息对缓倾岩石边坡的破坏进行了预警。Ahmad等^[7]通过有限元法分析了岩土格栅对某缓倾岩石边坡的加固效果。Huang等^[8]通过有限元分析了不同抗剪强度参数条件下的层状岩体边坡稳定性变化规律。Mohsen等^[9]考虑岩石的脆性和损伤特性，基于数值模拟的方法分析了层状岩体边坡的破坏机制。缓倾角岩体边坡的破坏表现为后部结构面不断的扩展，直至贯通导致不稳定岩块与母岩脱离形成崩塌灾害。因此，可以通过分析结构面的稳定性来判断缓倾角岩体边坡的稳定性。目前国内外许多学者主要采用断裂力学方法分析结构面的稳定性，如Zhang等^[10]、陈洪凯等^[11-12]、何思明等^[13]断裂力学和数值模拟的方法分析了不同倾角的结构面对岩体边坡稳定性的影响。

目前，缓倾角岩体边坡的研究主要针对单个危岩体或只有一条主控结构面的缓倾角岩体边坡进行研究，而对含有多条结构面的缓倾角岩体边坡研究较少。本文将针对含有两组或三组结构面，且结构面间距 ≥ 3 m的缓倾角岩体边坡进行研究，分析其稳定性和破坏机制。

1 力学机制分析

1.1 稳定系数

复杂缓倾层状岩体边坡为层面倾角较缓，并在边坡内存在两组及以上的节理，如图1所示。图1所示的边坡除了岩层层面外，还有一组倾向于坡面外侧的节理和垂直于坡面的节理。在这两组结构面和层面的切割下，边坡被分解成了很多岩块，进而导致复杂缓倾层状岩体边坡的破坏模式与仅有一组节理边坡的破坏模式不同。所以，一组节理边坡的稳定性分析方法不能用于复杂缓倾层状岩体边坡的稳定性分析。

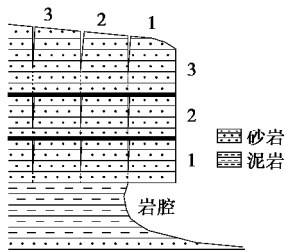


图1 复杂缓倾岩体边坡模型

Fig. 1 Complex rock mass slope with gentle dip

为了描述，首先对复杂缓倾层状岩体边坡中的块体编号。岩层从下往上编号，块体列数由外向里进行编号。复杂缓倾层状岩体边坡主要的破坏模式为软硬相间的岩体结构，由于差异风化，导致硬质岩体悬空而逐步失稳。复杂缓倾层状岩体边坡块体悬空的列数不

同岩块崩落的顺序就不同，对于此类边坡陈洪凯基于地貌学提出了链式规律，该规律将1列潜在失稳岩块定义为1个宏观链^[14]。

随着岩腔进深不断的增大，复杂缓倾层状岩体边坡的多条宏观链临空，可能失稳的岩块增加，此时相对于仅有一条宏观链的岩块临空时变得更加复杂，如图2所示。现假定某复杂缓倾层状岩体边坡含 n 条宏观链， m 层岩层。先取任意一层中的任意岩块进行分析，定义为 $\#ij$ 岩块，其中 i 为岩层编号， j 为宏观链编号。 $\#ij$ 岩块的受力图见图3。图中 W_{ij} 为自重， P_{Lij} 为水平地震力， P_{Vij} 为水平地震力， P_{wij} 为裂隙水压力，上下岩层之间的作用力为 $q'_{(i+1)j}$ 和 q'_{ij} ， $\#ij$ 岩块前一个岩块对其的作用有弯矩 $M_{i(j-1)}$ 、拉力 $N_{i(j-1)}$ 和剪力 $Q_{i(j-1)}$ 。令 $\#ij$ 岩块的竖直高度用 H_{ij} 表示，裂隙深度用 a_{ij} 表示，裂隙水高度用 e_{lij} 表示。其厚度用 B_{ij} 表示。根据材料力学可知 $\#ij$ 岩块主控结构面处的作用如下所示。

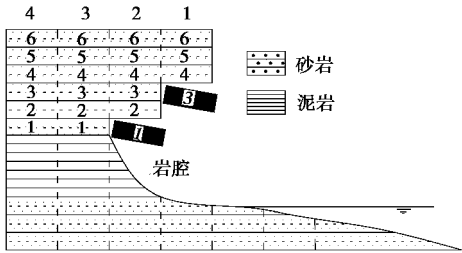


图2 复杂缓倾岩体边坡岩块崩落

Fig. 2 Blocks of complex rock mass slope with gentle dip

$$M_{ij} = M_{i(j-1)} + W_{ij} B_{ij} / 2 + (q'_{(i+1)j} + q'_{ij}) B_{ij}^2 / 2 + T_{i(j-1)} B_{ij}, \quad (1)$$

$$Q_{ij} = W_{ij} + Q_{i(j-1)} + (q'_{(i+1)j} + q'_{ij}) B_{ij}, \quad (2)$$

$$N_{ij} = N_{i(j-1)} + (t'_{(i+1)j} + t'_{ij}) B_{ij}, \quad (3)$$

式中，脚标 i 为第 i 层岩体， j 为第 j 个宏观链， M_{ij} 为 $\#ij$ 岩块结构面处的弯矩， Q_{ij} 为 $\#ij$ 岩块结构面处的剪力， N_{ij} 为 $\#ij$ 岩块结构面处的拉力。

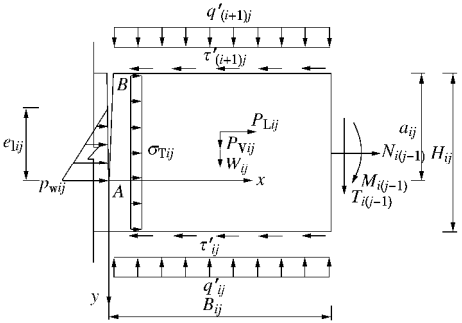


图3 $\#ij$ 块岩块受力模型图

Fig. 3 Force diagram for NO. ij block

$\#ij$ 岩块由弯矩、拉力和剪力和裂隙水压力产生的

应力强度因子为^[2, 11, 15]

$$K_{\text{I}ij} = 5.51\bar{u}_{ij}\sqrt{\pi a_{ij}} \quad , \quad (4)$$

$$K_{\text{II}ij} = 1.12t_{ij}\sqrt{\pi a_{ij}} \quad , \quad (5)$$

$$K_{\text{I}2ij} = F(a_{ij})S_{ij\max}\sqrt{\pi a_{ij}} \quad , \quad (6)$$

$$K_{\text{I}3ij} = 1.12s_{ij}\sqrt{\pi a_{ij}} \quad , \quad (7)$$

式中, $\bar{u}_{ij} = \frac{1}{2}p_{wij} \quad , \quad (8)$

$$t_{ij} = \frac{Q_{ij}}{H_{ij}} \quad , \quad (9)$$

$$F(a_{ij}) = 1.122 - 1.40R_{ij} + 7.33R_{ij}^2 - 13.08R_{ij}^3 + 14.00R_{ij}^4 \quad , \quad (10)$$

$$S_{ij\max} = \frac{6M_{ij}}{H_{ij}^2} \quad , \quad (11)$$

$$R_{ij} = \frac{a_{ij}}{H_{ij}} \quad , \quad (12)$$

$$s_{ij} = \frac{N_{ij}}{H_{ij}} \quad . \quad (13)$$

因此该岩块主控结构面处的 I 型应力强度因子为

$$K_{\text{I}ij} = K_{\text{I}1ij} + K_{\text{I}2ij} + K_{\text{I}3ij} \quad . \quad (14)$$

根据式 (5)、(14) 可得岩块的联合应力强度因子和断裂角为^[15]

$$K_{\text{e}ij} = \cos \frac{q_{0ij}}{2} \left(K_{\text{I}ij} \cos^2 \frac{q_{0ij}}{2} - \frac{3}{2} K_{\text{II}ij} \sin q_{0ij} \right) \quad , \quad (15)$$

$$q_{0ij} = \pm \arccos \frac{3K_{\text{II}ij}^2 + \sqrt{K_{\text{I}ij}^4 + 8K_{\text{I}ij}^2 K_{\text{II}ij}^2}}{K_{\text{I}ij}^2 + 9K_{\text{II}ij}^2} \quad . \quad (16)$$

然后由式 (15) 和岩块主控结构面的断裂韧度可以获得第 i 岩块的稳定系数为

$$F_{\text{si}j} = \frac{K_{\text{IC}}}{K_{\text{e}ij}} \quad . \quad (17)$$

最后根据各岩块的稳定系数判别出各岩块是否失稳, 进而获得边坡的破坏形态。

1.2 层间荷载确定

复杂缓倾岩体边坡稳定性的计算, 关键在于层间荷载的确定。现取第 i 层岩体进行分析, 层高为 H_i , 层厚为 B_i , 与其相邻的岩层为第 $i-1$ 和 $i+1$ 层岩层, 它们的层高分别为 H_{i-1} 和 H_{i+1} , 层厚分别为 B_{i-1} 和 B_{i+1} (图 4), 各岩层最外侧的接触点分别为 A_i 和 A_{i+1} 。第 i 层岩层的受力情况如图 5 所示, 第 i 层岩层受到的作用有自重、裂隙中的水压力、地震力和相邻岩层的压力与摩擦力。

首先忽略相邻岩层间的作用, 根据材料力学可得岩层的挠度为

$$y_i = \frac{gH_i x^2}{24EI_i} (x^2 + 6B_i^2 - 4B_i x) \quad . \quad (18)$$

然后通过比较不计岩层间的相互作用的岩层挠度大小, 可判定相邻岩层是否接触在一起。相邻岩层之间的接触关系 (4 种) 如下:

情况 1: 相邻岩层不接触 ($y_{i-1} \geq y_i \geq y_{i+1}$)。主要出现在岩层层数较少 (2, 3 层) 的陡崖上。如图 6 中第 i 层和第 $i+1$ 层之间不接触。

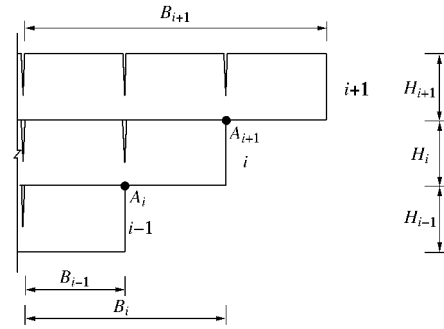


图 4 岩层几何尺寸图

Fig. 4 Geometrical sizes of strata

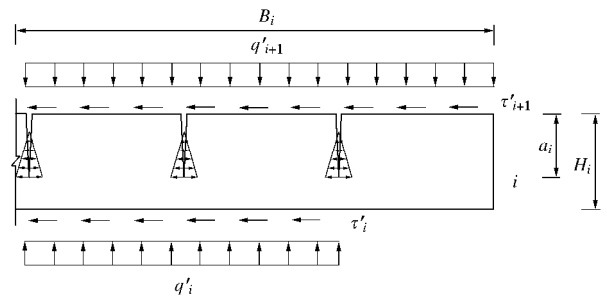


图 5 第 i 层岩层受力图

Fig. 5 Force diagram for NO. i layer

情况 2: 岩层与下部岩层接触和上部岩层不接触 ($y_{i-1} < y_i \geq y_{i+1}$)。主要出现在层间脱离处, 下部的岩层处。如图 6 中第 i 层和第 $i-1$ 层之间接触, 第 i 层和第 $i+1$ 层之间不接触。

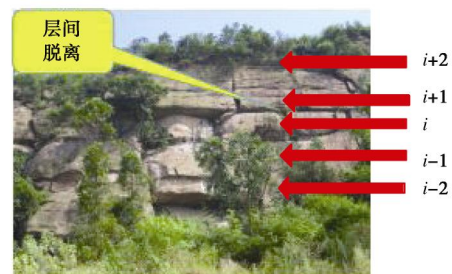


图 6 层间接触关系

Fig. 6 Contact relationship between layers

情况 3: 岩层和上部岩层接触在一起, 不和下部岩层接触 ($y_{i-1} \geq y_i < y_{i+1}$)。主要出现在层间脱离处, 上部的岩层处。如图 6 中第 $i+1$ 层和第 $i+2$ 层之间接触, 第 $i+1$ 层和第 i 层之间不接触。

情况 4: 岩层与上部和下部岩层都接触($y_{i-1} < y_i < y_{i+1}$) 大部分的缓倾层状岩体边坡中的。如图 6 中第 $i+1$ 层和第 $i+2$ 层之间接触, 第 i 层和第 $i-1$ 层之间接触。

i 层岩层自重和 $i+1$ 层岩层压力作用下 i 层岩层的挠度为

$$y_{i1} = \frac{(q'_{i+1} + gH_i)x^2}{24EI_i}(x^2 + 6B_i^2 - 4B_ix) \quad (19)$$

式中, I_i 为任意岩层 (i 层) 裂隙处的惯性矩。

受下部岩层 ($i-1$ 层) 支撑时的挠度计算式如下:

$$y_{i2} = -\left\{ \frac{m_1 q'_i x^2}{24EI_i}(x^2 + 6B_{i-1}^2 - 4B_{i-1}x) + m_2 \left[\frac{q'_i B_{i-1}^4}{8EI_i} + \frac{q'_i B_{i-1}^3}{6EI_i}(x - B_{i-1}) \right] \right\} \quad (20)$$

式中, 当 $x > B_i$ 时, $m_1=0$; 当 $x \leq B_i$ 时, $m_2=0$ 。

通过叠加原理可得考虑岩层相互作用后的总挠度为

$$y_i = y_{i1} + y_{i2} \quad (21)$$

情况 1 时岩层间无相互作用, 因此挠度可由式 (18) 获得。

情况 2 时岩层与下部岩层接触和上部岩层不接触即 $q'_{i+1}=0$, 因此, 可将此条件代入式 (19) ~ (21) 得到岩层挠度。

情况 3 时岩层和上部岩层接触在一起, 不和下部岩层接触即 $q'_i=0$, 因此, 可将此条件代入式 (19) ~ (21) 得到岩层挠度。

对于情况 4, 通过求解式 (19) ~ (21) 得到岩层的挠度。

(1) 仅有两个岩层接触

对于情况 2 或情况 3 都是属于仅有两个岩层接触的情况, 它们层间接触力的求解相同。现以情况 3 为例进行说明。 $i+1$ 层与 i 层岩层相互作用后图 4 中 A_{i+1} 点出 $i+1$ 层与 i 层岩层的挠度相等, 即

$$y_i|_{A_{i+1}} = y_{i+1}|_{A_{i+1}} \quad (22)$$

由式 (19) ~ (21) 可得

$$y_i|_{A_{i+1}} = \frac{(q'_{i+1} + gH_i)B_i^4}{8EI_i} \quad (23)$$

$$y_{i+1}|_{A_{i+1}} = \frac{gH_{i+1}B_i^2}{8EI_{i+1}}(B_i^2 + 6B_{i+1}^2 - 4B_{i+1}B_i) - \frac{q'_{i+1}B_i^4}{8EI_{i+1}} \quad (24)$$

$$\text{令 } A_i = \frac{gH_{i+1}B_i^2}{8EI_{i+1}}(B_i^2 + 6B_{i+1}^2 - 4B_{i+1}B_i), \text{ 将式 (23)}$$

和式 (24) 代入式 (22) 有

$$q'_{i+1} = \left(A_i - \frac{gH_i B_i^4}{8EI_i} \right) \frac{8EI_{i+1}I_i}{(I_{i+1} + I_i)B_i^4} \quad (25)$$

则 $i+1$ 层与 i 层岩层的层间摩擦力为

$$t'_{i+1} = q'_{i+1} \tan j_{i+1} + c_{i+1} \quad (26)$$

(2) 多层岩层接触时

当有 n 层岩层同时接触时, 将岩层自下而上进行编号, 设岩层最外侧的接触点分别为 A_1, A_2, \dots, A_n ; 各相邻岩层接触段的挠度相等, 则有

$$\left. \begin{aligned} y_1|_{A_2} &= y_2|_{A_2} \\ y_2|_{A_3} &= y_3|_{A_3} \\ \mathbf{L} \\ y_{n-1}|_{A_n} &= y_n|_{A_n} \end{aligned} \right\} \quad (27)$$

式 (27) 中各挠度值可以通过式 (19) ~ (21) 求得。

当有 n 层岩层同时接触时, 荷载中只有 q'_i 和 t'_i 未知, 因此共有 $2(n-1)$ 个未知数。由式 (26) 可知通过 q'_i 可以求出 t'_i , 即实际上未知数为 $n-1$ 个。方程组 (27) 由 $n-1$ 个方程构成, 因此通过解方程组 (27) 即可获得层间压力 q'_i 。

1.3 复杂缓倾岩体边坡稳定性分析程序

(1) 自下而上对岩层进行编号, 自外向内对宏观链进行编号。

(2) 计算出不考虑层间作用时各岩层的挠度值。

(3) 根据步骤 (2) 计算出的挠度值判断出第 1 层和第 2 层岩层间的接触情况。

若 $y_1|_{A_2} \geq y_2|_{A_2}$, 则第 1 层和第 2 层岩层不接触, 即 $q'_2=t'_2=0$; 若 $y_1|_{A_2} < y_2|_{A_2}$, 则第 1 层和第 2 层岩层接触, 通过式 (25)、(26) 可以求出的 q'_2 和 t'_2 值。然后计算出考虑层间作用力后第 1 层和第 2 层岩层的挠度。

(4) 加上第 3 层岩层, 计算 1, 2, 3 层岩层间的层间接触力和挠度。

若 $y_2|_{A_3} \geq y_3|_{A_3}$, 则第 2 层和第 3 层岩层不接触, 即 $q'_3=t'_3=0$; 且第 1 层和第 2 层岩层的挠度和层间作用力不变;

若 $y_2|_{A_3} < y_3|_{A_3}$, 则第 2 层和第 3 层岩层接触, 且步骤 3) 判断出了第 1 层和第 2 层岩层是接触在一起的, 通过式 (27) 可以求出的 q'_2 , t'_2 , q'_3 和 t'_3 值。然后计算出考虑层间作用力后第 1, 2 和 3 层岩层的挠度。

若 $y_2|_{A_3} < y_3|_{A_3}$, 则第 2 层和第 3 层岩层接触, 但是步骤 3) 判断出第 1 层和第 2 层岩层不接触, 通过式 (25)、(26) 可以求出的 q'_3 和 t'_3 值。然后计算出考虑层间作用力后第 2 层和第 3 层岩层的挠度。再比较第 1 层和第 2 层岩层的挠度值大小, 若 $y_1|_{A_2} \geq y_2|_{A_2}$ 则计算中止; 若 $y_1|_{A_2} < y_2|_{A_2}$, 则表明加上第 3 层岩层使原本不接触第 1 层和第 2 层岩层的接触在一起, 此时通过式 (27) 可以计算出 q'_2 , t'_2 , q'_3 和 t'_3 值, 最后计

算出考虑层间作用力后第 1, 2 和 3 层岩层的挠度。

(5) 以此类推, 计算加上第 n 层岩层后各岩层的层间作用力和挠度值。

(6) 确定出层间作用力后, 通过式 (1) ~ (3) 计算出各岩块结构面处的弯矩、剪力和拉力。

(7) 通过式 (4) ~ (7) 计算出各岩块的稳定性, 判定出可能失稳的岩块。

2 算例分析

本文以重庆綦江羊叉河缓倾层状岩体边坡为例 (图 7 (a)), 岩块的岩性为灰岩, 天然重度为 26.7 kN/m^3 , 断裂韧度为 $2.12 \text{ MPa}\cdot\text{m}^{1/2}$, 泊松比为 0.2, 黏聚力 c 为 4 MPa , 内摩擦角为 38° 。该缓倾岩体边坡的地质模型如图 7 (b) 所示, 该边坡临空岩块包含 5 个宏观链, 6 层岩层, 总计 15 块可能崩落的岩块。根据现场调查发现^{#62}岩块后部存在一条平行于坡面,

长约 40 m, 宽约 15 cm 的裂隙。采用第 1 节构建的复杂缓倾层状岩体边坡稳定性分析方法对重庆綦江羊叉河缓倾层状岩体边坡进行计算分析, 计算结果见表 1。从表 1 中各岩块的稳定系数值可以看出, ^{#62}岩块稳定系数最小, 为 1.02, 该岩块处于欠稳定状态。因此, ^{#62}岩块将最先脱离后部母岩。当^{#62}岩块脱离母岩后, 其自重全部施加在^{#52}岩块, 导致^{#52}岩块受到的作用瞬间增大, 进而诱发^{#52}岩块和^{#61}和^{#62}岩块同时掉落。^{#52}、^{#61}和^{#62}岩块掉落, 羊叉河缓倾层状岩体边坡的第 1, 2 条宏观链消失, 即坡面后退 7.2 m。该计算结果与现场调查结果基本一致。

3 数值模拟分析

3.1 岩块断裂稳定性分析

数值模拟分析以重庆綦江羊叉河缓倾层状岩体边坡为分析对象。本文采用的数值模拟软件为 ANSYS。



图 7 重庆綦江羊叉河缓倾层状岩体边坡
Fig. 7 Gently inclined bedding rock mass slope in Yangchahe Qijiang County, Chongqing

表 1 各岩块的稳定性分析表

Table 1 Stability analysis of rock blocks

序号	岩块编号	高度 H_i/m	厚度 B_i/m	贯通长度 a/m	弹性模量 E/MPa	重度 $\gamma/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	临界应力强度因子 $K_{IC}/(\text{MPa}\cdot\text{m}^{1/2})$	联合应力强度因子 $K_e/(\text{MPa}\cdot\text{m}^{1/2})$	F_{Sij}
1	61	3.30	2.80	2.20	57440	26.7	2.12	0.86	2.46
2	52	5.80	4.40	3.87	57440	26.7	2.12	1.86	1.14
3	62	3.30	4.40	2.20	57440	26.7	2.12	2.10	1.02
4	43	4.90	3.10	2.45	57440	26.7	2.12	1.23	1.73
5	53	5.80	3.10	2.90	57440	26.7	2.12	1.56	1.36
6	63	3.30	3.10	1.65	57440	26.7	2.12	1.45	1.46
7	34	7.40	4.00	2.47	57440	26.7	2.12	1.64	1.29
8	44	4.90	4.00	1.63	57440	26.7	2.12	1.21	1.75
9	54	5.80	4.00	1.93	57440	26.7	2.12	1.49	1.42
10	64	3.30	4.00	1.10	57440	26.7	2.12	1.14	1.86
11	25	4.90	2.90	1.63	57440	26.7	2.12	1.22	1.74
12	35	7.40	2.90	2.47	57440	26.7	2.12	1.74	1.22
13	45	4.90	2.90	1.63	57440	26.7	2.12	1.89	1.12
14	55	5.80	2.90	1.93	57440	26.7	2.12	1.96	1.08
15	65	3.30	2.90	1.10	57440	26.7	2.12	1.39	1.53

表 2 各岩块稳定系数数值模拟结果

Table 2 Results of numerical simulation for stability coefficient of blocks

序号	岩块编号	高度 H_i/m	厚度 B_i/m	贯通长度 a/m	临界应力强度因子 $K_{IC}/(\text{MPa}\cdot\text{m}^{1/2})$	联合应力强度因子 $K_e/(\text{MPa}\cdot\text{m}^{1/2})$	F_{Sij}
1	61	3.30	2.80	2.20	2.12	0.82	2.59
2	52	5.80	4.40	3.87	2.12	1.80	1.18
3	62	3.30	4.40	2.20	2.12	2.09	1.01
4	43	4.90	3.10	2.45	2.12	0.99	2.14
5	53	5.80	3.10	2.90	2.12	1.77	1.20
6	63	3.30	3.10	1.65	2.12	1.25	1.70
7	34	7.40	4.00	2.47	2.12	1.52	1.39
8	44	4.90	4.00	1.63	2.12	1.08	1.96
9	54	5.80	4.00	1.93	2.12	1.61	1.32
10	64	3.30	4.00	1.10	2.12	1.18	1.80
11	25	4.90	2.90	1.63	2.12	1.19	1.78
12	35	7.40	2.90	2.47	2.12	1.92	1.10
13	45	4.90	2.90	1.63	2.12	2.09	1.01
14	55	5.80	2.90	1.93	2.12	2.19	0.97
15	65	3.30	2.90	1.10	2.12	1.49	1.42

将图 7 (b) 的地质剖面图概化建立模拟的模型, 其尺寸和块体编号见图 8。图 8 中, 模型的宽 60 m, 高 54 m。模型主要有灰岩和泥岩两种材料, 灰岩的材料参数见第 2 节。泥岩弹性模量为 20 GPa, 天然密度为 $2.3\times 10^3\text{ kg/m}^3$, 泊松比为 0.25, c 取 2 MPa, φ 取 32° 。岩层间的摩擦系数为 0.35。重庆綦江羊叉河缓倾层状岩体边坡的有限元模型和网格划分图见图 9。采用 ANSYS 计算各岩块结构面的应力强度因子, 计算结果见表 2。将 ANSYS 模拟的结果与本文建立的复杂缓倾层状岩体边坡稳定性分析方法计算值进行对比, 对比曲线如图 10 所示。图 10 中的两条曲线表明数值模拟的结果与本文计算的结果基本一致, 即说明本文建立的复杂缓倾层状岩体边坡为边坡稳定性分析方法是合理的。

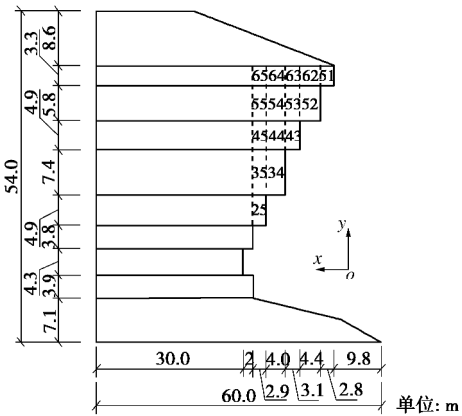


图 8 几何模型和岩块编号图

Fig. 8 Geometrical sizes and numbering

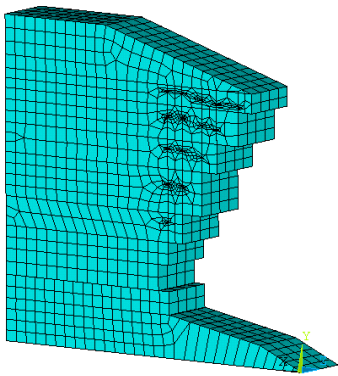


图 9 有限元模型

Fig. 9 Meshes for numerical model

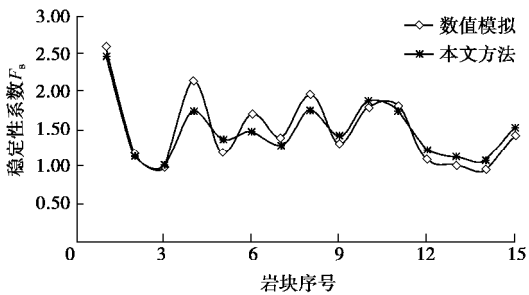


图 10 数值模拟与理论计算值对比

Fig. 10 Comparison between numerical and theoretical results

3.2 羊叉河缓倾岩体边坡破坏规律分析

假设模型的 x 轴以坡面的法向方向且指向坡内侧为正, 反之为负; Y 轴以竖直向下为正, 反之为负; z 轴垂直于 xy 坡面向里为正, 反之为负。模拟后得到的重庆綦江羊叉河缓倾层状岩体边坡内力云图见 11~

13. 图 11 是重庆綦江羊叉河缓倾层状岩体边坡总位移云图, 图中红色为正的位移, 蓝色为负的位移。图 11 表明最大总位移值是 0.46 mm, 位于#61 块体, 说明重庆綦江羊叉河缓倾层状岩体边坡主要表现为崩落破坏。图 12 是 von mises 应力云图, 最大值位于#55 块体裂隙尖端处; #62 块体上部的应力相对边其它部位的应力显著增大, 该现象与现场#62 块体上部有张拉裂隙的现象吻合。图 13 为第 3 主应变分布图, 最小值出现在岩腔内壁处, 其值为 -7.84×10^{-5} 。岩腔的应变值很大, 应变方向指向向岩腔, 因此岩腔内壁会最先破坏。

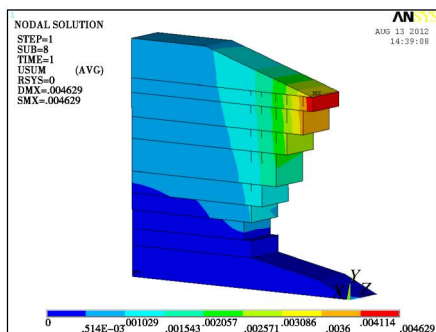


图 11 总位移分布图

Fig. 11 Distribution of total displacement

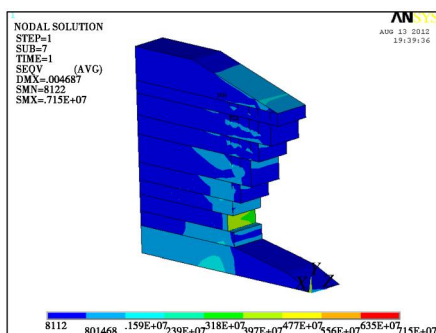


图 12 von mises 应力云图

Fig. 12 Clouds of Von Mises stress

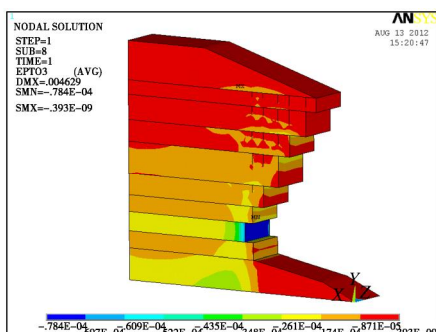


图 13 第 3 主应变云图

Fig. 13 Clouds of third principal strain

4 结 论

(1) 本文基于断裂力学和材料力学, 以复杂缓倾角岩体边坡为研究对象, 建立了复杂缓倾角岩体边坡

层间荷载和稳定系数的计算方法。该方法不仅能计算出各岩块的稳定系数, 也可揭示出复杂缓倾角岩体边坡中各不稳定岩块的崩落顺序。

(2) 以重庆綦江羊叉河缓倾岩体边坡为例, 利用本文建立的复杂缓倾角岩体边坡稳定系数的计算方法计算了边坡各岩块的稳定系数, 计算结果与边坡现场破坏情况基本一致。

(3) 以重庆綦江羊叉河缓倾岩体边坡为例, 利用有限元分析方法, 计算出了各个岩块的稳定系数, 模拟结果与本文方法的计算结果基本一致, 证明本文建立的计算方法是合理的。

(4) 通过有限元方法分析了重庆綦江羊叉河缓倾岩体边坡的破坏模式和规律, 并揭示出压力为边坡下部岩腔破坏的主要诱因。

参考文献:

- [1] 王林峰, 陈洪凯. 危岩链式规律的力学演绎[J]. 重庆建筑大学学报, 2008, 30(2): 94 - 97. (WANG Lin-feng, CHEN Hong-kai. Mechanics illation for chained regularity of perilous rock[J]. Journal of Chongqing Jianzhu University, 2008, 30(2): 94 - 97. (in Chinese))
- [2] 王林峰, 陈洪凯, 唐红梅. 基于断裂力学的危岩稳定可靠度优化求解[J]. 中国公路学报, 2013, 26(1): 51 - 57. (WANG Lin-feng, CHEN Hong-kai, TANG Hong-mei. Optimization approach for perilous rock reliability analysis based on fracture m echanics[J]. China Journal of Highway and Transport, 2013, 26(1): 51 - 57. (in Chinese))
- [3] 唐红梅, 王林峰, 陈洪凯, 等. 软弱基座陡崖上危岩崩落序列[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(2): 205 - 210. (TANG Hong-mei, WANG Lin-feng, CHEN Hong-kai, et al. Collapse sequence of perilous rock on cliffs with soft foundation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(2): 205 - 210. (in Chinese))
- [4] 卢海峰, 陈从新, 袁从华, 等. 巴东组红层软岩缓倾顺层边坡破坏机制分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(增刊 2): 3569 - 3577. (LU Hai-feng, CHEN Cong-xin, YUAN Cong-hua, et al. Analysis of failure mechanism of Badong red soft rock gently inclined bedding slope[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(S2): 3569 - 3577. (in Chinese))
- [5] ALEJANO L R, IVÁN Gómez-Márquez, Roberto Martínez-Alegria. Analysis of a complex toppling-circular slope failure[J]. Engineering Geology, 2010(114): 93 - 104.
- [6] MANUEL Jesús Royán, ANTONIO Abellán, MICHEL Jaboyedoff, et al. Spatio-temporal analysis of rockfall

- pre-failure deformation using Terrestrial LiDAR[J]. Landslides, 2013, **14**(11): 1 - 13.
- [7] AHMAD F, ARVIN A, PARHAM S. Stabilization of rock slopes using geogrid boxes[J]. Arab J Geosci, 2014(7): 609 - 621.
- [8] HUANG S, SONG B. Study on stability and failure mode of bedding rock slope affected by rock mass structural plane parameters[C]// IACGE, 2013: 128 - 135.
- [9] MOHSEN Havaej, DOUG Stead. Investigating the role of kinematics and damage in the failure of rock slopes[J]. Computers and Geotechnics, 2016, **78**(9): 181 - 193.
- [10] ZHANG Ke, CAO Ping, MENG Jingjing, et al. Modeling the progressive failure of jointed rock slope using fracture mechanics and the strength reduction method[J]. Rock Mech Rock Eng, 2014, **21**(9): 1 - 15.
- [11] 陈洪凯, 鲜学福, 唐红梅. 危岩稳定性断裂力学计算方法[J]. 重庆大学学报, 2009, **32**(4): 434 - 437. (CHEN Hong-kai, XIAN Xue-fu, TANG Hong-mei. Stability analysis method for perilous rock by fracture mechanics[J]. Journal of Chongqing University, 2009, **32**(4): 434 - 437. (in Chinese))
- [12] 陈洪凯, 唐红梅, 王林峰, 等. 危岩崩塌演化理论及应用[M]. 北京: 科学出版社, 2009. (CHEN Hong-kai, TANG Hong-mei, WANG Lin-feng, et al. Perilous rock collapse's evolution theory and application[M]. Beijing: Science Press, 2009. (in Chinese))
- [13] 何思明, 吴永, 李新坡. 地震诱发岩体崩塌的力学机制[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, **29**(增刊 1): 3359 - 3363. (HE Si-ming, WU Yong, LI Xin-po. Collapse mechanism of danger rock triggered by earthquake[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, **29**(S1): 3359 - 3363. (in Chinese))
- [14] 陈洪凯, 唐红梅, 鲜学福. 缓倾角层状岩体边坡链式演化规律[J]. 兰州大学学报(自然科学版), 2009, **45**(1): 20 - 25. (CHEN Hong-kai, TANG Hong-mei, XIAN Xue-fu. Chained developing pattern for rock slope with gentle dip strata[J]. Journal of Lanzhou University(Natural Sciences), 2009, **45**(1): 20 - 25. (in Chinese))
- [15] 中国航空研究院. 应力强度因子手册[M]. 北京: 科学出版社, 1981. (Aviation Academe of China. Stress intension gene of handbook[M]. Beijing: Science Press, 1981. (in Chinese))

第七届中国水利水电岩土力学与工程学术研讨会 (1 号征文通知)

主办单位: 中国水利学会岩土力学专业委员会

承办单位: 湖南大学, 中国电建集团中南勘测设计研究院有限公司, 长沙理工大学, 湖南科技大学, 南京水利科学研究所, 中国水利水电科学研究院, 长江科学院, 河海大学等

协办单位: 《岩土工程学报》编辑部, 《岩土力学》编辑部, 《湖南大学学报》编辑部等

为了应对社会快速发展和解决能源短缺问题, 我国水利水电基础建设仍然方兴未艾。与此同时, 在“一带一路”国家战略的实施过程中, 水利水电基础设施建设也将面临新的技术难题。为了深刻认识和深入探讨我国水利水电工程建设开发中遇到的新的岩土工程基础科学和建设技术问题, “第七届中国水利水电岩土力学与工程学术讨论会”定于2018年8月中下旬在湖南省长沙市举行, 将以“一带一路”战略实施过程中的水利水电工程建设为背景, 对我国近年来水利水电岩土工程和工程领域的最新技术开展广泛的学术交流。

会议议题: ①岩土体基本性质; ②岩土工程物理与数值模拟技术; ③水利水电工程建设与环境协调; ④高坝及边坡工程; ⑤隧道与地下洞室工程; ⑥海洋岩土工程; ⑦岩土工程中的新技术与新材料; ⑧重大岩土工程实录; ⑨“一带一路”战略实施中的水利水电岩土工程。

论文征稿: 论文全文请于2018年1月31日前, 电邮至会议秘书处邮箱, 审查结果将于2018年3月30日通知。根据审查意见, 作者修改后的论文终稿请于2018年4月30日前电邮至会议秘书处邮箱。论文限6页以内, 论文格式参考《岩土工程学报》。会议论文邮箱。本次会议优秀论文将推荐在《岩土工程学报》、《岩土力学》、《湖南大学学报》等正刊或增刊上发表。热忱欢迎相关领域的研究、勘察、设计、施工的科技工作者及研究生踊跃投稿。论文请控制在 6 页以内。正式论文要求以电子邮件提交大会秘书组邮箱。来稿请注明作者详细通讯地址、E-mail及联系电话。

重要日期: 2017年11月15日论文摘要投稿截止; 2018年1月30日论文全文投稿截止; 2018年3月30日论文审稿结果通知; 2018年4月30日论文终稿提交截止; 2018年8月中下旬会议召开。

秘书处联系方式: 地址湖南省长沙市麓山南路1号, 湖南大学土木工程学院(410082), hnugeo2018@163.com。会议咨询及联系人: 康馨 18392218715; 周苏华 13677312005; 刘晓明 18975189922; 张桂荣 13814068823。