

改进的岩质凸块的超载储备极限平衡法

肖国峰

(中国科学院武汉岩土力学研究所 岩土力学与工程国家重点实验室, 湖北 武汉 430071)

摘 要: 脱离模式是块体理论提出的有限可动块体的失稳模式之一。虽然直接塌落是地下工程中最常见的失稳现象, 但是目前依然缺少适用的定量分析方法, 这使得地下工程的开挖和加固设计缺乏必要的理论支撑。为此, 提出了一种改进的考虑渐进破坏的岩块稳定分析方法。主要改进了 3 处: ①引入超载基数和超载方向两个参数来量化描述储备荷载; ②提出了 Tan 和 Scal 两种超载基数设定方式; ③超载方向设定在节理锥的边界扇面上。算例验证结果表明, 改进方法完全兼容现有双面滑模式的安全系数算法, 实现了脱离模式的定量稳定性分析。最后, 讨论了改进方法的刚度参数取值方法及其敏感性。

关 键 词: 块体理论; 岩体稳定分析; 刚体极限平衡; 嵌固模式; 超载储备安全系数; 超载基数; 超载方向

中图分类号: TU 457

文献标识码: A

文章编号: 1000—7598 (2023) 02—0425—08

An improved overload limit equilibrium method of rock blocks

XIAO Guo-feng

(State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics,
Chinese Academy of Sciences, Wuhan, Hubei 430071, China)

Abstract: The lifting mode is one of the failure modes of finite movable blocks proposed by block theory. Although direct collapse is the most common failure mode in underground engineering, there is still a lack of suitable quantitative stability analysis methods, resulting in the scarcity of necessary theoretical support for the excavation and reinforcement design of underground engineering. To this end, an improved stability analysis method for rock blocks considering progressive damage is proposed. Main improvements include: introducing overload base and overload direction to quantify the reserve load; proposing two options of overload base which are Tan and Scal; and setting the overload direction on the boundary sector of the joint pyramid. The example verification results show that the improved method is fully compatible with the existing safety factor algorithm for the wedge failure mode. It realizes the quantitative stability analysis of the lifting mode. Finally, the stiffness assignment method and its sensitivity are discussed.

Keywords: block theory; rock mass stability analysis; rigid body limit equilibrium; embedded mode; overload safety factor; overload base; overload direction

1 引 言

岩体稳定分析是岩土工程设计的前提, 为支护结构设计提供科学依据^[1]。岩体稳定性问题涉及矿山工程、道桥工程、水利工程、建筑工程等诸多工程领域^[2]。就目前工程应用而言, 稳定性定量分析主要采用极限平衡法^[1]。

依据运动方式, 岩体稳定分析方法可分为平移和旋转两种^[3]。平移稳定分析方法最初由 Wittke^[4]、John^[5]、Londe^[6]等基于楔形体模型提出, Goodman 等^[7]提出的块体理论将其扩展到任意凸块体。块体理论概念清晰、几何理论优美, 被广泛应用于岩石

工程的稳定性分析和支护设计中^[8-9]。依据主动力方向, 石根华^[7, 10-11]将可动块体划分为脱离 (直接塌落)、单面滑、双面滑和嵌固 (stable even without friction) 4 类。

对于单面滑和双面滑, 安全系数算法有众多形式^[6, 12-13], 并且是相互兼容的。对于嵌固模式, 一些学者^[8, 14]也提出了安全系数算法。张奇华^[14]采用分块法, Jiang 等^[8]采用条柱法, 将多滑面块体离散化, 实现了量化稳定分析。这两种方法均引入了二维土体分析方法的条分思想, 朱大勇^[15]、郑宏^[16]等系统地分析了条分法存在的难点。对于脱离模式, 肖国峰等^[17]引入非贯通结构面的描述, 通过岩桥提

供的抗拉能力,实现了定量稳定分析。但是,这种方法与传统的单/双面滑算法不兼容。

从工程角度,直接塌落是地下工程较为常见的失稳现象,脱离模式的定量分析方法是必要的。只有定量分析,才能为开挖和加固设计提出更合理的技术支撑。

为此,本文改进了肖国峰等^[17]提出的考虑渐进破坏的稳定分析方法。主要改进了以下 3 处:①引入了超载方向和超载基数两个参数来量化描述储备荷载;②超载方向限定在节理锥的边界扇面上;③提出了超载基数的两种设定方式,即 Tan 方式和 Scale 方式。通过算例,验证改进方法与传统算法的兼容性,及其对于脱离模式的适用性。最后,讨论刚度参数的赋值问题及其敏感性。

2 改进的模型和方法

为了方便表述,根据改进方法的主要特征,将其命名为考虑渐进破坏的超载储备极限平衡法(overload limit equilibrium method considering progressive failure process),简记为 POLE 法。POLE 法包括 4 个部分:几何模型、力学模型、静力平衡和极限平衡。

2.1 几何模型

一个凸块是有限个负半空间的交集,代数表示为

$$B = \bigcap_{i=1}^m H_i \quad (1)$$

式中: i 为序号; m 为半空间数目; H 为负半空间。负半空间的代数表示为

$$H: \mathbf{n} \cdot \mathbf{x} \leq p \quad (2)$$

式中: p 为边界平面的原点距; $\mathbf{x}$ 为负半空内任意一点; $\mathbf{n}$ 为边界平面的单位向外法向量,可表示为

$$\mathbf{n} = \delta(\sin \alpha \sin \beta, \sin \alpha \cos \beta, \cos \alpha) \quad (3)$$

式中: δ 为置换符号,值域为-1 和 1; α 为平面倾角; β 为平面倾向。

一个负半空间的量化描述需要 3 个参数:产状、置换符号和原点距。相应的一个凸块体的量化描述需要 3 组参数:产状序列、置换符号序列和原点距序列。建模的算法参见文献[18]。

2.2 力学模型

力学模型如图 1 所示。凸块体假定为单刚体,仅考虑平移运动。 $\mathbf{F}_{\text{con}}$ 为主动力,通常也称之工况荷载,包括如重力、渗透压力、地震力和加固力等大小和方向均为确定的荷载。仅考虑平移,则所有

荷载只需进行简单矢量求和。

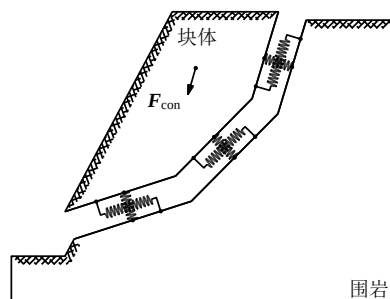


图 1 静力平衡分析的力学模型

Fig.1 Mechanical model for the static equilibrium analysis

滑裂面是由结构面围成的,是块体与围岩的物理接触界面。描述为非贯通结构面,每条结构面都是由裂隙和岩桥两个面单元组成。单元的面积分配方式为

$$\left. \begin{aligned} S_i^J &= K_i S_i \\ S_i^B &= (1 - K_i) S_i \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

式中: S_i 为多边形的面积; K_i 为连通率; 上标 J、B 分别表示标注裂隙单元和岩桥单元(下同)。

裂隙单元和岩桥单元均采用 Goodman 单元来描述应力与相对位移的关系,即

$$\left. \begin{aligned} \sigma &= k_n \varepsilon \\ \tau &= k_s \gamma \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

式中: σ 和 τ 为面单元的法向应力和切向应力,规定法向应力矢量的方向为边界平面的单位外法向量方向; k_n 和 k_s 为法向刚度和切向刚度(MPa/cm); ε 和 γ 为法向和切向相对位移(cm)。

基于刚体平动假定,任一面单元的相对位移与块体位移 $\mathbf{u}$ 都满足几何条件:

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon &= (\mathbf{n} \otimes \mathbf{n}) \mathbf{u} \\ \gamma &= (\mathbf{E} - \mathbf{n} \otimes \mathbf{n}) \mathbf{u} \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

式中: $\mathbf{E}$ 为单位矩阵; $\otimes$ 为并矢积。

块体在静止条件下,面单元应力和块体所受外力满足平衡条件:

$$\sum_i [(\sigma_i^B + \tau_i^B) S_i^B + (\sigma_i^J + \tau_i^J) S_i^J] = \mathbf{F}_{\text{con}} \quad (7)$$

2.3 静力平衡

静力平衡分析的目标是构筑一个既满足静力许可,又满足强度许可的平衡应力场。计算过程是一个迭代过程(见图 2),主要包括块体位移、单元应力、破坏判定和渐进破坏 4 个部分。计算循环结

束之后, 输出块体状态。

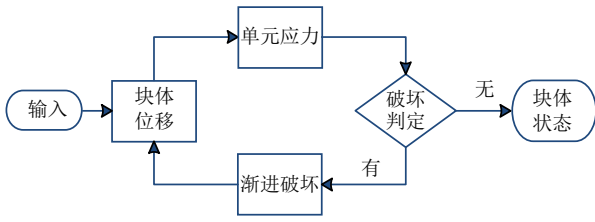


图2 静力平衡的计算循环

Fig.2 Loop for calculating the static equilibrium

将式(6)代入式(5), 得到岩桥单元和裂隙单元的应力计算公式为

$$\left. \begin{aligned} \sigma_i &= k_{ni}(\mathbf{n}_i \otimes \mathbf{n}_i)\mathbf{u} \\ \tau_i &= k_{si}(\mathbf{E} - \mathbf{n}_i \otimes \mathbf{n}_i)\mathbf{u} \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

式中: k_{ni} 和 k_{si} 分别为序号为 i 的面单元的法向和切向刚度。将式(8)代入式(7), 得到块体位移的方程为

$$\mathbf{M}\mathbf{u} = \mathbf{F}_{\text{con}} \quad (9)$$

$$\mathbf{M} = \sum_i \left[(k_{ni}^B - k_{si}^B)(\mathbf{n}_i \otimes \mathbf{n}_i) + k_{si}^B \mathbf{E} \right] (1 - K_i) S_i + \sum_i \left[(k_{ni}^J - k_{si}^J)(\mathbf{n}_i \otimes \mathbf{n}_i) + k_{si}^J \mathbf{E} \right] K_i S_i \quad (10)$$

破坏判定采用现有的强度准则。判定过程是显式的。如果面单元判定为破坏, 则采用参数折减方法进行渐进破坏描述, 否则, 此单元的渐进破坏结束。

岩桥单元的渐进破裂采用连通率参数的折减来描述, 折减公式为

$$K_i^{(t+1)} = K_i^{(t)} + 0.01(1 - K_i^{(0)}) \quad (11)$$

式中: 上标 (t) 和 $(t+1)$ 为迭代步; 上标 (0) 为初始值。

随着岩桥单元的渐进破裂, 连通率是渐进增加的。由于连通率的最大值为 1, 所以当达到 1 时, 折减中止, 此单元的渐进破坏结束。

裂隙面单元的屈服采用刚度参数的折减来描述。折减公式为

$$\left. \begin{aligned} k_{ni}^{J(t+1)} &= k_{ni}^{J(t)} + 0.010k_{ni}^{J(0)} \\ k_{si}^{J(t+1)} &= k_{si}^{J(t)} - 0.015k_{si}^{J(0)} \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

随着裂隙单元的渐进屈服, 法向刚度是渐进增加的, 切向刚度是渐进降低的。由于切向刚度参数为非负值, 所以当切向刚度达到 0 时, 折减中止, 此单元的渐进破坏结束。当所有面单元的渐进破坏

结束时, 静力平衡分析过程结束。

静力平衡分析的输出是块体状态。基于刚体平移假定, 块体仅有静止或运动两种状态。在工程实际中, 岩体失稳现象主要有 3 种: 岩土体显著的整体运动; 临空面出现开裂、错坎、起鼓、沉陷等显著的形态变化; 加固构筑物功能损失甚至完全失效。所以, 刚体静力平衡分析, 是岩体失稳现象的最简化的描述模型。

块体状态的判定, 使用描述渐进破坏的两个参数, 即连通率和裂隙切向刚度。判定条件为: 若组成滑裂面的所有结构面连通率均达到极值 1, 且所有裂隙单元的切向刚度均达到极值 0 时, 则块体处于运动状态; 否则处于静止状态。

2.4 极限平衡

极限状态是指静止状态与运动状态之间的临界状态, 即极限平衡状态。仅考虑主动力作用, 静力平衡分析输出的块体状态可能是静止的, 也可能是运动的, 恰好处于极限状态的可能性是极低的。

为了将块体推向极限状态, 引入超载储备^[19-20]方法。在静力平衡分析中, 将储备荷载 $\mathbf{F}_{\text{sto}}$ 叠加至式(9)的工况荷载, 即

$$\mathbf{M}\mathbf{u} = \mathbf{F}_{\text{con}} + \mathbf{F}_{\text{sto}} \quad (13)$$

$$\mathbf{F}_{\text{sto}} = \eta \mathbf{F}_{\text{bas}} \mathbf{e}_{\text{sto}} \quad (14)$$

储备荷载的量化描述形式包括 3 个参数: 超载系数 η 、超载基数 $\mathbf{F}_{\text{bas}}$ 以及超载方向 $\mathbf{e}_{\text{sto}}$ 。设定 $\mathbf{F}_{\text{bas}}$ 和 $\mathbf{e}_{\text{sto}}$ 参数之后, 通过超载系数 η 的迭代, 寻找块体的极限平衡状态。极限平衡状态对应的超载系数, 称之为临界超载系数, 记为 η_{cri} 。块体的安全系数 SF 与临界超载系数呈简单的代数关系:

$$\text{SF} = \eta_{\text{cri}} + 1 \quad (15)$$

当 $\text{SF} = 1$ 时, 块体处于极限平衡状态。当 $\text{SF} > 1$ 时, 储备荷载具有明确的工程意义, 是保证在某些非确定荷载作用下不发生失稳而预留的安全储备。当 $\text{SF} < 1$ 时, 块体稳定分析是对岩体稳定性的一种预测, 即临空面一旦开挖, 块体将会失稳。

从迭代算法角度, 超载系数需要一个初始值, 故引入超载系数零点的概念。考虑块体在超载方向的静力平衡:

$$\eta_0 \mathbf{F}_{\text{bas}} \mathbf{e}_{\text{sto}} + (\mathbf{F}_{\text{con}} \cdot \mathbf{e}_{\text{sto}}) \mathbf{e}_{\text{sto}} = 0 \quad (16)$$

则超载系数零点表示为

$$\eta_0 = -\frac{\mathbf{F}_{\text{con}} \cdot \mathbf{e}_{\text{sto}}}{F_{\text{bas}}} \quad (17)$$

超载基数提供两种设定方式。第 1 种为 Tan 方式, 定义为主动动力在超载方向的投影分量的大小:

$$F_{\text{bas}} = \mathbf{F}_{\text{con}} \cdot \mathbf{e}_{\text{sto}} \quad (18)$$

第 2 种为 Scal 方式, 定义为主动动力标量:

$$F_{\text{bas}} = F_{\text{con}} \quad (19)$$

Scal 方式的超载基数是主动动力矢量直接转换的标量 (scalar), 与超载方向无关。而 Tan 方式的超载基数是基于超载方向的, 是主动动力矢量在节理锥多个边界面的其中一条边界面的切向 (tangential) 分量的大小。

超载方向的设定方式为, 在节理锥边界上, 与主动动力方向夹角最小的方向, 无论块体运动模式是单滑、双滑、嵌固或脱离。嵌固锥是指节理锥的所有角棱矢量 $\mathbf{e}_{ij}$ 作为单位外法向量围成的棱锥, 表示为

$$\mathbf{e}_{ij} \cdot \mathbf{x} \leq 0 \quad (20)$$

当主动动力方向矢量位于嵌固锥的内部或边界面时, 称块体处于嵌固模式。纯重力作用下, 嵌固模式表现为, 与临空面相交的结构面均为“内倾”或水平产出。需明确指出的是, 与块体理论的节理锥定义相一致, 嵌固锥作为几何区域也包含锥的边界面。

超载方向的设定是基于块体理论的。石根华^[11]提出了“最近方向”原则, 用于运动模式判定和运动方向的设定。这个原则可以理解为以下 3 个规则: 规则 1, 运动方向位于节理锥内部或边界扇面; 规则 2, 运动方向与主动动力方向的夹角小于 90° ; 规则 3, 运动方向与主动动力方向的夹角最小。

从静力分析角度, 超载方向和运动方向可以理解为同一概念。超载方向的设定, 改进了规则 1 和规则 2 两条规则。规则 1 改进为: 超载方向仅允许在节理锥边界上。规则 2 改进为: 超载方向与主动动力方向的夹角可以大于等于 90° 。规则 2 的改进是为了嵌固模式的稳定分析, 其主动力与节理锥边界面的最小夹角大于 90° 。规则 1 的改进是为了脱离模式的稳定分析, 其主动力方向位于节理锥内部。

改进之后, 超载方向还有一种极端情况需要考虑, 即其与主动力夹角为 0° 或 180° 。夹角为 0° 和 180° 的极端情况均出现于脱离模式。此时, 极

限平衡分析时, 在超载系数零点处会出现主动力和储备荷载的合力为 0, 即式 (13) 的右端为 0:

$$\mathbf{F}_{\text{con}} + \eta_0 \mathbf{F}_{\text{bas}} \cdot \mathbf{e}_{\text{sto}} = 0 \quad (21)$$

其物理意义是, 块体处于失重状态或悬浮状态。它不属于静止状态, 也不属于运动状态, 脱离了极限平衡分析的理论范畴。此时, 直接设定 $\text{SF} = 0$ 。

基于隐式定义, 安全系数的算法是一个迭代过程。迭代流程可划分为 3 个步骤。第 1 步, 设定安全系数的精度为 ε 和超载系数的迭代区间 $[-\eta_{\text{max}}, \eta_{\text{max}}]$ 。在将稳定分析范围扩展到脱离模式的同时, 相应的安全系数的值域区间也延展到了负值。第 2 步, 在超载系数零点 η_0 进行静力平衡分析, 判定块体状态。如判定为静止, 则迭代区间为 $[\eta_0, \eta_{\text{max}}]$, 否则为 $[-\eta_{\text{max}}, \eta_0]$ 。第 3 步, 在迭代区间采用对分法, 迭代计算得到满足精度要求的临界超载系数 η_{mcr} 和相应的安全系数。

3 实例验证

3.1 算例 1

本算例来源于 Kumsar 等^[21]的物理模型试验, 包含 6 个混凝土预制的楔形块体, 编号为 TB1~TB6。几何参数定义来源于 Kovari 等^[13]提出的安全系数公式 (简记为 Kovari 公式)。

$$\text{SF} = \frac{\cos \omega_1 + \cos \omega_2}{\sin(\omega_1 + \omega_2)} \frac{\tan \varphi}{\tan i_a} \quad (22)$$

式中: φ 为摩擦角; i_a 为交棱的倾角, 交棱和主动力两个矢量确定的平面标记为 P0; ω_1 和 ω_2 为结构面 J1 和 J2 与 P0 面的二面角。模型中限定 $\omega_1 = \omega_2 = \omega$ 。Kumsar 模型的几何参数见表 1。

表 1 Kumsar 模型的几何参数^[21]
Table 1 Geometrical parameters of the Kumsar model^[21]

符号	TB1	TB2	TB3	TB4	TB5	TB6
i_a	29	29	31	27	30	30
ω	56	51	45	36	30	23

物理试验采用了倾斜试验方法, 通过模型旋转来改变 i_a 角, 测量 $\text{SF} = 1$ 时的 i_a 角, 以验证双面滑安全系数算法的有效性。采用 Tan 式超载基数设定的算法, 记为 POLET 法; 采用 Scal 式超载基数设定的算法, 记为 POLES 法。计算目的有 3 个: ①验证 POLE 法与物理试验结果的一致性; ②验证 POLET 法与 Kovari 公式是一致的; ③对比 POLES 法与 Kovari 公式的异同。

几何模型如图3所示。临空面 S1 和 S2 和产状设定为 $0^\circ/180^\circ$ 和 $90^\circ/180^\circ$, 结构面产状可以由表1的几何参数进行换算。平面编号序列为 (S1, S2, J1, J2), 置换符号序列为 (1, 1, -1, -1), 原点距序列为 (0, 0, 0, 1)。

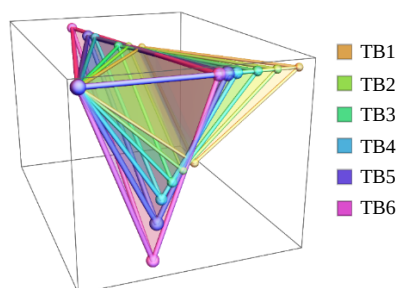


图3 算例1三维几何模型的滑面视图
Fig.3 Slip surface view of 3D geometrical model in Example 1

法向和切向刚度依次为 1 000、1 MPa/mm, 摩擦角分别为 33° 、 35° 和 37° 。将 $SF=1$ 代入式 (22) 计算临界 i_a 角, 再利用临界 i_a 角和 P0 平面产状计算临界状态的主动土压力方向。计算结果显示, 6 个模型、3 组摩擦角、Tan 和 Scale 两种超载基数设定方式, 共计 36 个计算方案, 其安全系数计算结果均为 1 (见图4)。

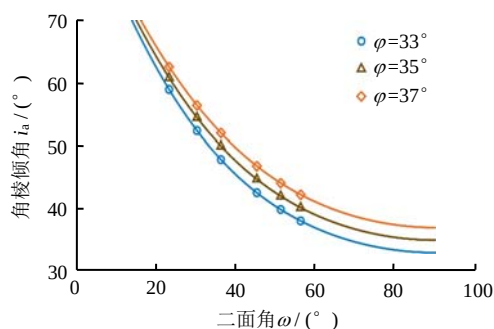


图4 SF=1 条件下的兼容性验证
Fig.4 Compatibility validation for SF=1

考虑 $SF \neq 1$, 对比 POLET 法、POLES 法与 Kovari 公式 3 种算法。设定摩擦角 35° , i_a 在 $[0^\circ, 90^\circ]$ 区间等距插值, 间距为 10° 。选用模型 TB1 和 TB6, 计算结果如图 5、6 所示。POLET 法与 Kovari 公式是完全重合, 这表明其与传统双面滑算法是完全兼容的。

POLES 算法与 Kovari 公式曲线有两个交点, 依次为 $SF=0$ 和 $SF=1$ (图 5、6)。在 $0 < SF < 1$ 段, POLES 曲线略高于 Kovari 公式曲线。在 $SF > 1$ 段, POLES 曲线与 Kovari 公式曲线的差异极为显著;

前者随着角棱倾角的降低, 安全系数上升速度渐缓, 当角棱倾角为 0° 时, 为定值; 后者随着角棱倾角的降低, 安全系数快速上升, 当角棱倾角为 0° 时, 为无穷大。

当角棱倾角为 0° 时, Kovari 公式没有工程意义。例如, 一个块体放置于水平面, Kovari 公式计算的安全系数为无穷大。从超载角度来理解, 它意味着无论多大外部扰动, 都无法移动这个块体。虽然这种极端情况不太多见, 但是, 实际工程小于 20° 的缓倾角滑裂面是广泛存在的, 失稳现象也不少见。所以, Kovari 公式高估了缓倾角条件下岩体的稳定状态。相对于 Kovari 公式, POLES 算法具有更明确的工程意义, 当扰动荷载达到主动荷载的 $(SF-1)$ 倍时, 块体处于极限平衡状态。

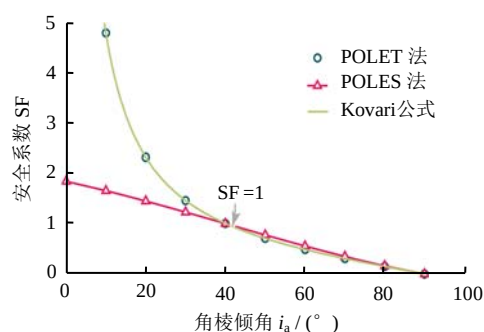


图5 SF≠1 的兼容性验证(TB1)
Fig.5 Compatibility validation for SF≠1 (TB1)

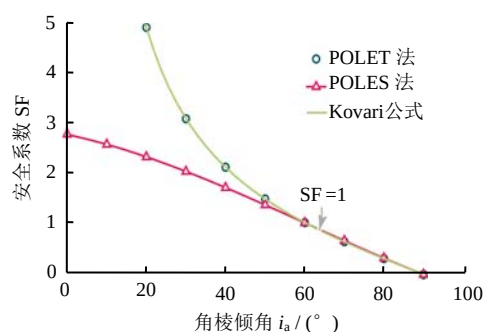


图6 SF≠1 的兼容性验证(TB6)
Fig.6 Compatibility validation for SF≠1 (TB6)

3.2 算例 2

本算例是位于西班牙南部阿利坎特大理石矿一个隧道^[22]。该隧道为方形横截面, 尺寸为 $4\text{ m} \times 4\text{ m}$, 长度为 20 m 。隧道轴线的走向 180° , 倾斜 $0^\circ \sim 15^\circ$, 岩石重度为 25 kN/m^3 。Menéndez-Díaz 等^[22]分析了洞顶区域的最大体积块体, 但未计算安全系数。仅考虑洞顶区域, 平面产状和结构面强度参数见表 2。

表 2 临空面和结构面参数^[22]
Table 2 Parameters of the free face and the discontinuities^[22]

编号 <i>i</i>	倾角 α /(°)	倾向 β /(°)	摩擦角 /(°)	黏聚力 /kPa	抗拉强度 /kPa
S1	0	0	—	—	—
J1	45	208	100	10	10
J2	48	133	50	10	5
J3	40	60	50	25	5
J4	70	335	100	25	10
J5	20	315	50	35	5
J6	10	205	100	35	10

根据块体理论,共识别有限可动块体 111 种,其中,四面体 20 种,五面体 45 种,六面体 36 种,七面体 10 种。这里选择了 1 个七面体(块编号为 B105)进行几何建模。建模参数包括:平面编号序列为(S1, J3, J4, J5, J1, J2, J6),置换符号序列为(-1, 1, -1, 1, 1, 1, 1);原点距序列为(0, 0, 0, 2, 3.04, 0.22, 1.52)。块体的几何模型如图 7 所示。结构面法向和切向刚度依次设定为 1 000、1 MPa/mm。

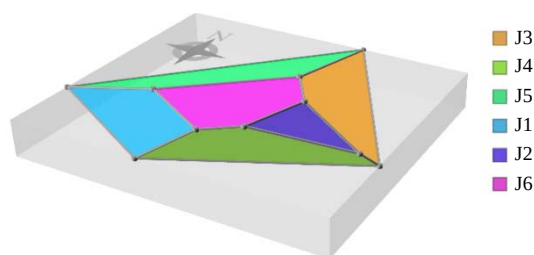


图 7 算例 2 的三维几何模型
Fig.7 3D geometrical model of Example 2

主动力仅考虑重力时,运动模式为 J4 单面滑,POLET 法的安全系数为 0.995 1, POLES 法的安全系数为 0.995 4。

为了验证 POLE 法对于嵌固和脱离两种模式的适用性,将主动力方向的天顶角在区间 $[0^\circ, 180^\circ]$ 内按 2.5° 间距插值,方位角设定为 20° ,共生成了 72 种主动力方向(见图 8)。块体模式依次为嵌固、J5J3 双面滑、J3 单面滑、脱离和 J4 单面滑等 5 种。

Menéndez-Díaz 等^[22]提供了非简化的 M-C 破坏准则的完整的 3 个参数。强度参数按 3 种情况考虑:工况 MC1,抗拉强度和黏聚力均为 0 的单参数形式;工况 MC2,抗拉强度为 0 时的双参数简化形式;工况 MC3,三参数均不为 0 的完整 M-C 准则。由于 Tan 方式在嵌固和双面滑两个模式的界面处不连续,超载基数仅考虑 Scal 方式。计算方案合计 219 种。

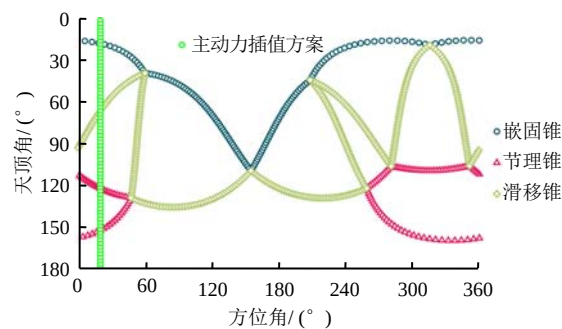


图 8 主动力插值方案的圆柱投影
Fig.8 Cylindrical projection of the active force interpolation scheme

计算结果如图 9 所示,POLE 法实现了 4 种模式在主动力方向全空间的连续过渡性的定量稳定分析。运动模式共经历了 4 次过渡。

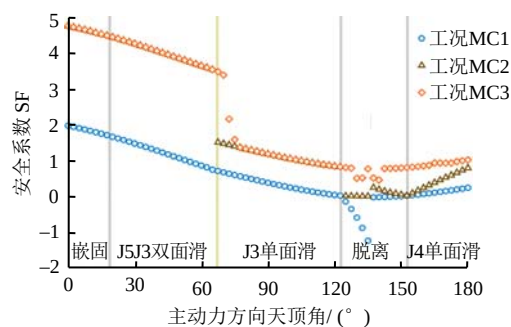


图 9 嵌固与脱离模式的适用性验证
Fig.9 Application verification of embedded and lifting modes

第 1 次为由嵌固至 J5J3 双面滑。超载方向未发生变化,为 J5 和 J3 相交的角棱矢量;安全系数的变化也呈现渐变过渡特征。

第 2 次为由 J5J3 双面滑至 J3 单面滑。工况 MC1 下安全系数的过渡是渐变的,工况 MC2 和 MC3 下安全系数快速跌落,显示了抗拉强度和黏聚力在此区间对安全系数的敏感性较高。

第 3 次为由 J3 单面滑至脱离。工况 MC1 和 MC3 下安全系数的变化从总体上是连续的,工况 MC2 下安全系数产生了跌落;在界点处,工况 MC1 和 MC2 的 $SF=0$ 。在脱离模式区间,超载方向经历了一次转换(天顶角为 136.25°),由主动力在 J3 面的投影矢量转换到在 J4 面的投影矢量,安全系数在此转换点处产生跳变。脱离模式下,安全系数对强度参数的变化最为敏感。可以推断出,在主动力方向不变的前提下,安全系数对块体形态比较敏感。

第 4 次为由脱离至 J4 单面滑。安全系数变化是连续的,直至主动力方向转向重力方向(天顶角为 180°)。

超载基数的 Tan 和 Scal 设定方式的最大区别在于嵌固至 J5J3 双面滑模式的界点处,此处的角棱矢量与主动力的夹角为 90° 。此时, Tan 方式的安全系数为无穷大。从力学角度,嵌固模式的安全系数必然应大于双面滑,所以, Tan 方式无法扩展到嵌固模式。Scal 方式压缩了 $SF > 1$ 时的安全系数值域,从而使嵌固模式的定量稳定分析成为可行的,这是提出超载基数 Scal 设定方式的起因之一。

4 讨论

相对于传统算法,POLE 法增加了刚度参数。刚度参数的获取主要有试验测试和经验估计两种途径。从试验角度,刚体参数测试无需单独的试验,仅需在结构面抗剪强度试验中增加法向加载时的变形数据测量程序。试验数据处理可以参考弹性模量的处理方式。从经验数据角度,裂隙的法向刚度区间为 $110 \sim 1\,690 \text{ MPa/mm}$,切向刚度区间为 $50 \sim 1\,200 \text{ MPa/mm}$,一些学者^[23-25]综述了经验模型研究现状。

在第3章中,裂隙法向和切向刚度参数值依次为 $1\,000$ 、 1 MPa/mm ,切向与法向刚度比(简称为刚度比)为 0.001 ,这与 Goodman 单元的经验值存在较大差别。故基于算例1的模型 $SF = 1$ 条件设计两种计算方案,分析刚度参数对 POLE 法的敏感性。方案1(S1):刚度比不变,取为 0.001 ,法向刚度在 $100 \sim 2\,000 \text{ MPa/mm}$ 区间插值,间距为 100 ;方案2(S2):法向刚度不变,取为 $1\,000 \text{ MPa/mm}$,刚度比 $10^{-5} \sim 10^0$ 区间插值。临界超载系数的迭代精度设定为 10^{-8} 。

方案1计算结果显示,在刚度比不变的前提下,法向刚度对安全系数没有影响。方案2计算结果(见图10)显示,随着刚度比的增加,安全系数呈对数形式下降;当刚度比为1时,安全系数最低。刚度比的敏感性与几何模型是相关的,当刚度比为

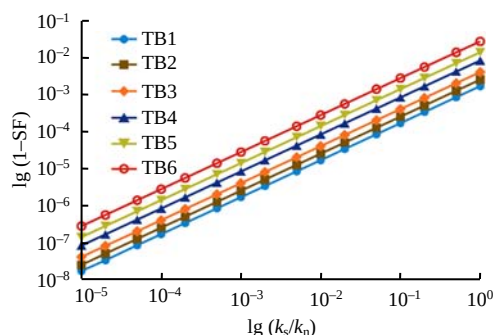


图10 刚度比的敏感性分析

Fig.10 Sensitivity analysis of the stiffness ratio

1时,TB1模型的影响最小,安全系数仅降低 $0.001\,8$;TB6影响最大,安全系数降低 $0.028\,4$ 。当刚度比为 0.001 ,安全系数值与 Kovari 公式的差值小于 10^{-5} 量级。为了使刚度参数对兼容性验证结果的影响小于 10^{-5} 量级,在第3章中裂隙法向和切向刚度参数值依次为 $1\,000$ 、 1 MPa/mm 。

5 结论

(1) 本文改进了一种岩质边坡块体稳定性评价方法,并命名为 POLE 法。改进方法继承了原方法的主要特征,主要改进之处是储备荷载的量化描述方法。

(2) 安全系数采用超载储备形式的定义。储备荷载的量化描述中引入了超载基数和超载方向两个参数。超载基数提供了两种设定方式,即 Tan 方式和 Scal 方法。超载方向限定在节理锥的边界扇面上。基于这种限定,POLE 法将适用范围扩展到嵌固模式和脱离模式。

(3) POLET 法与传统双面滑模式是完全兼容的。POLES 法重新界定了安全系数的值域范围,并具有更明确的工程意义。

参考文献

- [1] 郑颖人,赵尚毅.有限元强度折减法在土坡与岩坡中的应用[J].岩石力学与工程学报,2004,23(19):3381-3388.
ZHENG Ying-ren, ZHAO Shang-yi. Application of strength reduction FEM in soil and rock slope[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 23(19): 3381-3388.
- [2] 刘立平,姜德义,郑硕才,等.边坡稳定性分析方法最新进展[J].重庆大学学报(自然科学版),2000,23(3):115-118.
LIU Li-ping, JIANG De-yi, ZHENG Shuo-cai, et al. The recent progress of the slope stability analysis methods[J]. Journal of Chongqing University (Natural Science), 2000, 23(3): 115-118.
- [3] MAULDON M, GOODMAN RICHARD E. Vector analysis of keyblock rotations[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1996, 122(12): 976-987.
- [4] WITTKKE W W. Method to analyze the stability of rock slopes with and without additional loading[J]. Felsmechanik und Ingenieurgeologie, 1965, 30(Suppl. II): 52-79.
- [5] JOHN K W. Graphical stability analysis of slopes in jointed rock[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 1968, 94(2): 497-526.
- [6] LONDE P, VIGIE G, VORMERINGER R. Stability of

- rock slopes, a three-dimensional study[J]. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, 1969, 95(1): 235-262.
- [7] GOODMAN R E, SHI G. Block theory and its application to rock engineering[M]. Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice-Hall, Inc., 1985: 338.
- [8] JIANG Q H, ZHOU C B. A rigorous solution for the stability of polyhedral rock blocks[J]. **Computers and Geotechnics**, 2017, 90(10): 190-201.
- [9] 张奇华, 张煜, 李利平, 等. 块体理论在地下洞室围岩稳定分析中的应用进展[J]. 隧道与地下工程灾害防治, 2020, 2(4): 9-18.
- ZHANG Qi-hua, ZHANG Yu, LI Li-ping, et al. Advances in application of block theory to stability analysis of rock mass surrounding caverns[J]. **Hazard Control in Tunnelling and Underground Engineering**, 2020, 2(4): 9-18.
- [10] 石根华. 岩体稳定分析的赤平投影方法[J]. 中国科学, 1977(3): 260-271.
- SHI Gen-hua. Tereoprojection method of stability analysis of rock mass[J]. **Science in China**, 1977(3): 260-271.
- [11] 石根华. 岩体稳定分析的几何方法[J]. 中国科学, 1981(4): 487-495.
- SHI Gen-hua. Geometrical approach of rock mass stability analysis[J]. **Science in China**, 1981(4): 487-495.
- [12] HOEK E, BRAY J. Rock slope engineering[M]. 3rd ed. London: Institution of Mining and Metallurgy, 1981.
- [13] KOVARI K, FRITZ P. Stability analysis of rock slopes for plane and wedge failure with the aid of a programmable pocket calculator[C]//The 16th US Symposium on Rock Mechanics. Minneapolis, Minnesota: [s. n.], 1975: 25-33.
- [14] 张奇华. 多滑面块体的分块极限平衡分析法[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(8): 1625-1632.
- ZHANG Qi-hua. Block limit equilibrium analysis method for multi-sliding surface block[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2007, 26(8): 1625-1632.
- [15] 朱大勇, 钱七虎. 三维边坡严格与准严格极限平衡解答及工程应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(8): 1513-1528.
- ZHU Da-yong, QIAN Qi-hu. Rigorous and quasi-rigorous limit equilibrium solutions of 3D slope stability and application to engineering[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2007, 26(8): 1513-1528.
- [16] 郑宏. 严格三维极限平衡法[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(8): 1529-1537.
- ZHENG Hong. A rigorous three-dimensional limit equilibrium method[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2007, 26(8): 1529-1537.
- [17] 肖国峰, 陈从新. 岩质块体渐进破坏的稳定分析方法[J]. 岩土力学, 2018, 39(8): 3001-3010.
- XIAO Guo-feng, CHEN Cong-xin. Simulation of progressive failure process and stability analysis method for rock block[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2018, 39(8): 3001-3010.
- [18] 肖国峰, 陈从新. 凸块体的一种几何建构方法[J]. 岩土力学, 2017, 38(6): 1657-1665.
- XIAO Guo-feng, CHEN Cong-xin. An analytic method for geometrical construction of convex polyhedron block[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2017, 38(6): 1657-1665.
- [19] 郑颖人, 赵尚毅. 边(滑)坡工程设计中安全系数的讨论[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(9): 1937-1940.
- ZHENG Ying-ren, ZHAO Shang-yi. Discussion on safety factors of slope and landslide engineering design[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2006, 25(9): 1937-1940.
- [20] 郑宏, 田斌, 刘德富, 等. 关于有限元边坡稳定性分析中安全系数的定义问题[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(13): 2225-2230.
- ZHENG Hong, TIAN Bin, LIU De-fu, et al. On definitions of safety factor of slope stability analysis with finite element method[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2005, 24(13): 2225-2230.
- [21] KUMSAR H, AYDAN Ö, ULUSAY R. Dynamic and static stability assessment of rock slopes against wedge failures[J]. **Rock Mechanics and Rock Engineering**, 2000, 33(1): 31-51.
- [22] MENÉNDEZ-DÍAZ A, GONZÁLEZ-PALACIO C, ÁLVAREZ-VIGIL A E, et al. Analysis of tetrahedral and pentahedral key blocks in underground excavations[J]. **Computers and Geotechnics**, 2009, 36(6): 1009-1023.
- [23] JIANG X W, WAN L, WANG X S, et al. Estimation of fracture normal stiffness using a transmissivity-depth correlation[J]. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, 2009, 46(1): 51-58.
- [24] SINGH R, PATHAK S. In-situ normal stiffness of rock mass[C]//4th Indian Rock Conference. Solan, Himachal Pradesh: [s. n.], 2013: 181-188.
- [25] YAO C, SHAO J F, JIANG Q H, et al. Numerical study of excavation induced fractures using an extended rigid block spring method[J]. **Computers and Geotechnics**, 2017, 85(5): 368-383.