

变角度空间的岩块滑落试验 及结构面参数反演分析

王述红, 汪江, 饶文杰

(东北大学 资源与土木工程学院, 辽宁 沈阳 110819)

摘 要: 本试验以东北大学自行研制的变角度空间块体滑落试验平台为基础, 模拟不同性质岩块的滑落过程。通过采集岩块滑落的二次角度数据, 应用极限平衡法和向量法对单面滑动、双面滑动及空间的滑落角度作了理论分析。根据已破裂的结构面, 运用摩尔库伦理论对其力学参数进行了反分析。试验结果表明单面滑动与双面滑动的分界角度在 40° 至 50° 之间, 单面滑动角度增幅较小; 块体与结构面间的黏聚力随砂浆等级的提高而增大; 力学参数的反分析可为块体稳定性提供一定的理论基础。

关 键 词: 变角度空间; 岩块滑落; 极限平衡法; 向量法; 反分析

中图分类号: TU 413.8 文献标志码: A 文章编号: 1005-3026(2013)03-0434-05

Block Slide Model Test on Variable Angle Space and Back Analysis of Structural Parameters

WANG Shu-hong, WANG Jiang, RAO Wen-jie

(School of Resources & Civil Engineering, Northeastern University, Shenyang 110819, China. Corresponding author: WANG Shu-hong, professor, E-mail: wangshuhong@mail.neu.edu.cn)

Abstract: The model test was carried out to simulate the sliding process of different rock mass by using the platform with variable angles developed by Northeastern University. Based on data acquisition at two sliding angles, the limit equilibrium method and vector method was theoretically applied to analyze double-sided sliding, single-sided sliding and spatial sliding angle. According to the broken structural plane, the Mohr-Coulomb criterion was used to back-analyze the mechanical parameters. The test result shows that, the increase of sided sliding angle is less when the boundary angle between sided sliding and double-sided sliding is between 40° and 50° , and the cohesion between block and structural plane rises with the increase of mortar grade. The mechanical parameters obtained based on back analysis can provide basis for the block stability analysis in theory.

Key words: variable angle space; block slide; limit equilibrium method; vector method; back analysis

岩土工程中的碎裂岩体是节理、裂隙、断层等结构面互相切割作用的结果。在整个岩体中被分割为非连续的岩体结构。施工过程的开挖扰动中, 极易破坏岩体的初始应力场, 使切割成的岩块不再处于平衡状态, 发生滑落, 成为关键块体。影响关键块体稳定性的因素主要有岩体结构面的产状、外部荷载以及岩块物理力学性质等。岩体中结

构面对于岩体的稳定性起主导作用, 这些因素大部分具有随机性、模糊性等不确定特点^[1-4]。

实物模型试验是验证理论的一种重要手段。为了分析不同产状结构面对块体的稳定性影响, 本文提出了“空间三维变角度岩块滑落”的思想, 应用自主研制的“变角度空间块体滑落试验平台”系统开展块体滑落过程模拟, 并对试验结果

收稿日期: 2012-09-07

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51074042, 51179031); 辽宁省自然科学基金资助项目(20092011); 深部岩土力学与地下工程国家重点实验室开放课题(SKLGDEK1009); 地质灾害防治与地质环境保护国家重点实验室开放课题(SKLG2012K009)。

作者简介: 王述红(1969-), 男, 江苏泰州人, 东北大学教授, 博士。

进行了分析。

1 变角度空间块体滑落模型试验

1.1 加载模型

传统滑块的倾斜加载模型^[5]如图1所示,为单面滑动。若滑块稳定,最大抗滑力应大于等于下滑力,块体的稳定安全系数为

$$K = \frac{cA + G\cos\alpha\tan\phi}{G\sin\alpha} = \frac{cA}{G} \csc\alpha + \cot\alpha\tan\phi.$$

式中: G 为块体重力; α 为斜坡倾角; c 为滑动面黏聚力; A 为滑动面面积; ϕ 为滑动面摩擦角。

在图1倾斜角度为 θ 的情况下,模型安全系数 $K = \frac{cA}{G} \csc(\alpha + \theta) + \cot(\alpha + \theta) \tan\phi$, 则其安全系数随 θ 的增加而减小。本试验将通过空间的滑落角度进一步分析角度对空间位置的影响。

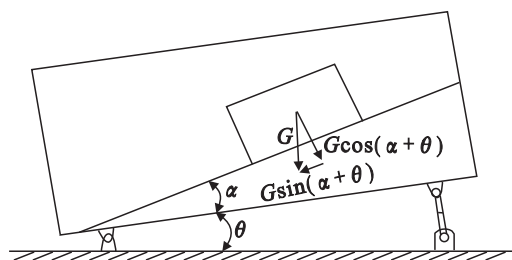


图1 倾斜模型示意图
Fig. 1 Sketch of inclining model

1.2 试验平台

在相关的室内试验方面,孙宁^[6]在验证DDA模拟时采用实物模型。由于构造等原因,同一试样不能完成空间上的两次转动。变角度空间块体滑落模型试验平台能够弥补上述的不足,同一楔形岩块可以通过装置角度的两次改变实现结构面倾向、倾角的变化,使块体滑落,而不用制作产状不同的结构面来试验块体是否会滑落。整个装置由试验平台主体和楔形块体及模拟结构面的岩体两部分组成。

试验平台的基本组成^[7]:

- 1) 试验平台主体(底板和倾斜台)是1200 mm × 1000 mm 和 800 mm × 600 mm 的2块钢板;
- 2) 旋转台是直径为500 mm的圆形加工钢板,上附0°~360°的圆形刻度盘;
- 3) 4个地脚;
- 4) 轴承丝杆;
- 5) 位于底板与倾斜台间的0°~90°的角度标尺。

圆形旋转台刻有0°~360°的刻度,可以将旋

转台固定在任意一个角度;通过手轮控制倾斜台的倾斜角度,使倾斜台在竖直平面内能够实现0°~90°的转动,当岩块滑落时,可以由倾斜台和底板间的标尺记录角度。在2个角度改变的过程中,能够观察到岩块是否稳定、及不稳定时,它的滑落模式及滑落过程,实物模型如图2所示。



图2 试验实物模型
Fig. 2 The experimental model

1.3 结构面模拟

由于不同的构造成因,结构面有不同的规模,试验中以安放楔形岩块的结构面岩体模拟IV级结构面,岩石的力学性质大都由这种结构面所决定,在非贯通裂隙的岩体中起着重要作用。

本次试验选取两种结构面,即平直光滑结构面和粗糙起伏结构面,分别是研磨的花岗岩结构面以及浇筑的水泥砂浆结构面。本文重点分析了平直光滑结构面的试验数据以及反分析中结构面抗剪强度的参数取值。

1.4 块体试样

岩质边坡及隧道工程中常见的失稳模式是楔体破坏,楔体破坏的模型有冒落、单面滑动以及双面滑动。试验以最基本四面体的楔形岩进行滑动分析,不考虑动力学因素,研究分析岩块在结构面表面变化过程的稳定性。试验用到的楔形岩块和模拟的结构面均采用花岗岩材料。

为了对比试验结果,同时采用水泥砂浆试块进行试验,采用两种强度等级的砂浆,分别为M15和M30,水泥标号均为32.5。

2 试验过程及理论分析

2.1 试验过程及其结果

进行试验之前,需要调试装置的地脚使整个试验平台处于水平状态。以60°横断面角的试块岩体为例,选取相对应的结构面以及楔形岩块,模拟的块体以及结构面材质均为精磨的花岗岩,将楔形块体与安放楔块的岩体放入到变角度空间块体滑落模型试验平台上并加以固定。用岩块滑落

的二次角度方法为控制变量法. 首先, 将旋转台旋转到 0° 的刻度, 用锁钉固定; 其次, 通过转动手轮使倾斜台在竖直平面内从 0° 缓慢地增加, 直至块体沿结构面滑落, 通过底板与倾斜台之间的角度标尺记录下倾斜角度. 接下来以 10° 为单位对旋转台进行旋转、固定, 转动手轮, 重复上述试验过程, 直至楔形块体滑落, 记录空间的角. 其中旋转角为 $0^\circ, 10^\circ, 20^\circ, 30^\circ, 40^\circ, 50^\circ, 60^\circ, 70^\circ, 80^\circ$, 相应的倾斜角为 $28^\circ, 29^\circ, 27^\circ, 32^\circ, 35^\circ, 40^\circ, 52^\circ, 67^\circ, 77^\circ$. 对应的坐标图如图3所示.

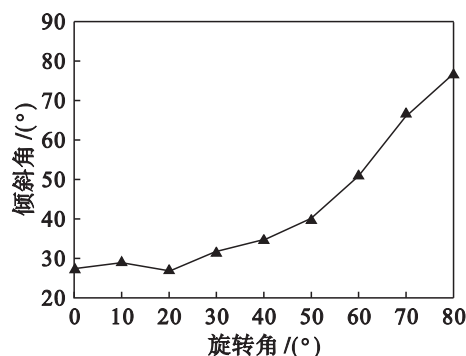


图3 花岗岩块体滑落的坐标图

Fig. 3 The slide coordinate figure of granite block

根据岩石强度的摩擦曲线, 得到材料的内摩擦角 $\varphi = 18^\circ$, 黏聚力 $c = 20 \text{ kPa}$.

同样方法得到 M15 和 M30 的水泥砂浆试块滑落的二次角度, 水泥砂浆 M15 的旋转角为 $0^\circ, 10^\circ, 20^\circ, 30^\circ, 40^\circ, 50^\circ, 60^\circ, 70^\circ, 80^\circ$, 相应的倾斜角为 $32^\circ, 30^\circ, 31^\circ, 38^\circ, 39^\circ, 47^\circ, 56^\circ, 67^\circ, 83^\circ$. 水泥砂浆 M30 的旋转角为 $0^\circ, 10^\circ, 20^\circ, 30^\circ, 40^\circ, 50^\circ, 60^\circ, 70^\circ, 80^\circ$, 相应的倾斜角为 $35^\circ, 36^\circ, 33^\circ, 40^\circ, 40^\circ, 52^\circ, 59^\circ, 70^\circ, 85^\circ$. 对应的坐标图如图4所示.

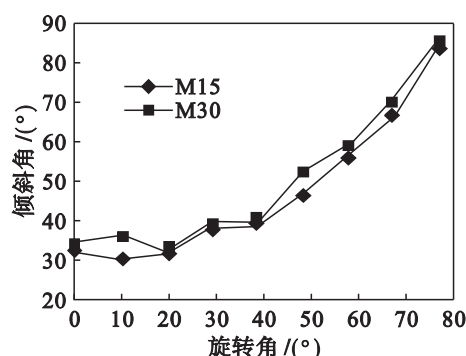


图4 水泥砂浆块体滑落的坐标图

Fig. 4 The slide coordinate figure of cement plaster block

2.2 理论分析

试验结果应用极限平衡法^[8]来验证, 楔形岩块和模拟的结构面模具如图5所示.

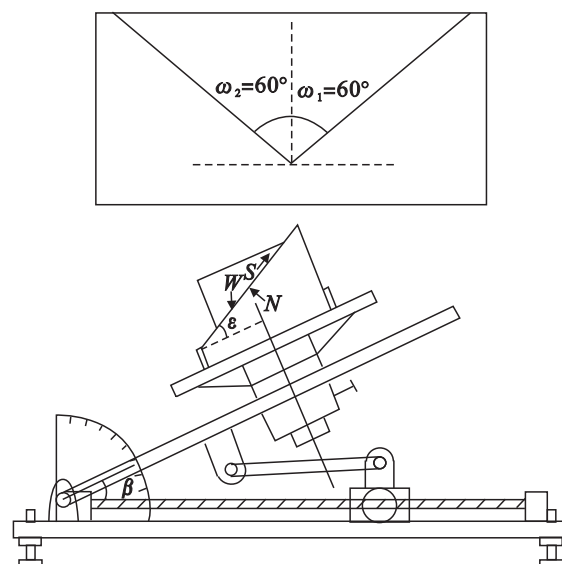


图5 楔形块体的受力状态

Fig. 5 The stress state of the rock wedge

每个相应的平衡方程为

$$\sum F_s = W \sin \theta - S = 0, \quad (1)$$

$$\sum F_n = W \cos \theta - N = 0, \quad (2)$$

$$\sum F_t = -N_1 \cos \omega_1 + N_2 \cos \omega_2. \quad (3)$$

式中 θ 是整体倾斜角, 等于模具本身的角度 ε 和块体滑落时的倾斜角 β 的和, 即 $\theta = \beta + \varepsilon$. 平行于结构面的剪力可以忽略, 垂直于滑动方向的位移也可以忽略.

假定块体与模拟的结构面之间没有附着力, 遵守如下的简单破坏准则:

$$T = N \tan \varphi; \quad (4)$$

引入一个安全系数:

$$K = T/S. \quad (5)$$

结合上述方程, 则表达式可整理为

$$K = \lambda \frac{W \cos \theta}{W \sin \theta} \tan \varphi, \quad (6)$$

其中 λ 为楔体系数,

$$\lambda = \frac{\cos \omega_1 + \cos \omega_2}{\sin(\omega_1 + \omega_2)}.$$

当装置处于原始状态时, 两结构面相交的迹线坡角约为 10° . 当变角度空间块体滑落模型试验平台的旋转角处于 $\alpha = 0^\circ$ 时, $\omega_1 = \omega_2 = 60^\circ$, 此时 $\lambda = 1.155$, 安全系数 $K = 2.128$, 保持稳定; 当倾斜角 $\beta = 25^\circ$ 时, 楔体系数不变, 安全系数 $K = 0.26$, 楔形块体滑落.

转动旋转台, 改变相邻两结构面的产状, 使楔形岩块的空间位置发生改变. 此时 $\alpha \neq 0^\circ$, 旋转的二次角度在一定范围内, 块体产生双面滑落, 且作用在两结构面上的作用力不对称. 双面滑落^[9]示

意图如图6所示。

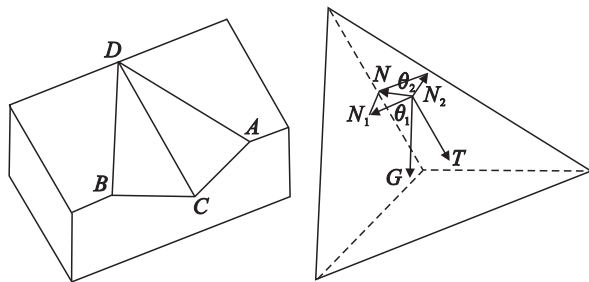


图6 双面滑动受力状态

Fig. 6 The stress state of double-sided sliding

设结构面 ACD 的法线矢量 $H_1 = \{l_1 \ m_1 \ n_1\}$, 可由其倾向、倾角计算:

$$l_1 = \cos(180 - \alpha_1) \sin\beta_1 = -\cos\alpha_1 \sin\beta_1;$$

$$m_1 = \sin(180 - \alpha_1) \sin\beta_1 = \sin\alpha_1 \sin\beta_1;$$

$$n_1 = \cos\beta_1.$$

结构面 ACD 的法线矢量 $H_2 = \{l_2 \ m_2 \ n_2\}$ 同理可得. 则交线 CD 的方向余弦:

$$H_{12} = H_1 \times H_2 = \frac{\{(m_1 n_2 - m_2 n_1) \ (l_1 n_2 - l_2 n_1) \ (l_1 m_2 - l_2 m_1)\}}{\sqrt{(m_1 n_2 - m_2 n_1)^2 + (l_1 n_2 - l_2 n_1)^2 + (l_1 m_2 - l_2 m_1)^2}}.$$

CD 的倾斜角 θ ($\theta = \beta + \varepsilon$) 可以由装置读出, 仅考虑岩体重力作用, 可将 G 分解为平行于交线 CD 的分量 $T = G \sin\theta$ (即下滑力) 和垂直于交线 CD 的分量 $N = G \cos\theta$, 然后再将垂直的分量 N 分别投影到面 ACD 和 BCD 的法线方向上, 即可得到两个滑动面上法向力为

$$N_1 = \frac{N \sin\theta_2}{\sin(\theta_1 + \theta_2)} = \frac{G \sin\beta \sin\theta_2}{\sin(\theta_1 + \theta_2)},$$

$$N_2 = \frac{N \sin\theta_1}{\sin(\theta_1 + \theta_2)} = \frac{G \cos\beta \sin\theta_2}{\sin(\theta_1 + \theta_2)}.$$

式中 θ_1 θ_2 分别为 N 与两滑动面法线的夹角.

N 的矢量余弦 ($l_N \ m_N \ n_N$) 为

$$l_N = -\frac{l_{12} n_{12}}{\sqrt{1 - n_{12}^2}};$$

$$m_N = -\frac{m_{12} n_{12}}{\sqrt{1 - n_{12}^2}};$$

$$n_N = \sqrt{1 - n_{12}^2}.$$

根据两滑动面的法线矢量 H_1 H_2 和 N 的方向余弦, 可按下式求得 θ_1 和 θ_2 :

$$\cos\theta_1 = I_1 I_N = l_1 l_N + m_1 m_N + n_1 n_N;$$

$$\cos\theta_2 = I_2 I_N = l_2 l_N + m_2 m_N + n_2 n_N.$$

解出 θ_1 θ_2 即可以由上式得出 N_1 N_2 滑动面 ACD 和 BCD 均为同种材料花岗岩, φ c 均相同.

则两个滑动面上的总摩擦阻力为

$$F = N_1 \tan\varphi + N_2 \tan\varphi + c S_{\Delta ACD} + c S_{\Delta BCD} =$$

$$(N_1 + N_2) \tan\varphi + 2cS,$$

所以, 双面滑落的稳定系数为

$$\eta = \frac{(N_1 + N_2) \tan\varphi + 2cS}{G \sin\beta}.$$

试验中, β 在岩块滑落时由试验装置直接读出, 面积 S 和岩块重量 G 均已知, θ_1 θ_2 与模具的断面角 ω_1 ω_2 在旋转角改变的过程中相对应.

3 结构面参数反演分析

通常试验是通过室内的直剪试验、三轴试验或者现场的原位试验来确定结构面的力学参数, 以及利用仪器或工程类比法确定结构面特性. 变角度空间块体滑落试验在模具和岩块制作上就已经选择了破裂结构面, 结构面两侧的岩石无填充物. 以摩尔库伦理论提出的结构面抗剪原理来验证模拟岩块滑落的剪切过程. 在确定剪切破坏结构面的前提下, θ 即为岩块滑落时的倾斜角.

$$\sigma = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\theta, \quad (7)$$

$$\tau = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\theta, \quad (8)$$

$$\theta = \beta + \varepsilon. \quad (9)$$

式中: β 为块体滑落时试验平台所显示的倾斜角; ε 为模具自身的倾斜角度, $\varepsilon \approx 10^\circ$.

由于岩块在没有外力的作用下滑落, 其最大主应力由自身的重力充当, 其最小主应力为零. 通过花岗岩块滑落的二次角度, 当旋转角 α 在 $0^\circ \sim 80^\circ$ 的范围内滑落发生时, 倾斜角 β 的平均值为 39° . 则破裂面与最小主应力方向夹角 θ 为 49° . 根据最大主应力以及剪切面与最小主应力之间的夹角绘制摩尔应力圆, 得到花岗岩石材内摩擦角 $\varphi = 24^\circ$, $\tan\varphi = 0.45$, 黏聚力 $c = 28$ kPa. 由试验的结果可知现场的一些岩石结构面力学参数^[10] 如表1所示.

表1 不同岩石的力学参数

Table 1 The mechanical parameters of different rocks

| 岩石名称 | 抗剪强度 | |
|------|---------------|----------------|
| | $\tan\varphi$ | c/kPa |
| 花岗岩 | 0.70 | 31 |
| 大理石 | 0.60 | 51 |
| 石英砾岩 | 0.69 | 10 |

4 结 论

1) 试验模型旋转角处于 0° 至 40° 时, 滑落的倾斜角增幅不大; 当旋转角度处于 50° 至 80° 时,

滑落倾斜角与旋转角近似成正比. 楔形块体双面滑落与单面滑落的分界角度在旋转角 40° 至 50° 之间.

2) 水泥砂浆试块总体滑落的二次角度大于花岗岩石材试块滑落的二次角度.

3) 试块与结构面间的黏聚力随砂浆等级的提升而提高, 总体上滑落曲线 M30 要稍高于 M15.

4) 楔形块体滑落时的二次空间角度和由角度计算出双面滑落安全系数结果基本相符, 转动过程中旋转角和楔体系数 λ 和 η 成正比.

5) 通过摩尔库伦理论进行力学参数的反分析时, 内摩擦角比现场试验测得的数值约小 31.4%, 黏聚力相差 9% 左右.

参考文献:

- [1] Michael T, Yossel H. Tunnel roof deflection in blocky rock masses as a function of joint spacing and friction—a parametric study using discontinuous deformation analysis [J]. *Tunneling and Underground Space Technology* 2006, 21(1): 29–45.
- [2] Wang S H, Xu Y, Zhang H, et al. Characterization of rock spatial modeling and quick identification of unstable blocks based on a digital photogrammetry [J]. *Geotechnical Special Publication* 2011(220): 259–267.
- [3] Wang S H, Liu J X, Tang C A, et al. Stability analysis of a large-span deep tunnel [J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 2004 41(3): 870–875.
- [4] 王述红, 张靖杰, 李云龙, 等. 工程岩体开挖全过程全空间块体搜索及其系统研制 [J]. 东北大学学报: 自然科学版, 2010 31(7): 1026–1029.
- (Wang Shu-hong, Zhang Jing-jie, Li Yun-long, et al. Quickly spatial identification process of blocks during rock excavation and its system modeling [J]. *Journal of Northeastern University: Natural Science* 2010 31(7): 1026–1029.)
- [5] 吴剑. 边坡物理模型倾斜加载方式的研究 [J]. 岩土力学, 2012 33(3): 174.
- (Wu Jian. Inclined loading method research of slope physical model [J]. *Rock and Soil Mechanics* 2012 33(3): 174.)
- [6] 孙宁, 杨文柱, 姜清辉. 三维块体分析方法及有效性验证 [J]. 中国水运, 2007 5(9): 127–129.
- (Sun Ning, Yang Wen-zhu, Jiang Qing-hui. Analytical methods and validation of the three-dimensional block [J]. *China Water Transport* 2007 5(9): 127–129.)
- [7] 王述红, 汪江, 烧文杰, 等. 变角度空间块体滑落模型试验平台及其使用方法, 中国: 201210049340.4 [P]. 2012–03–01.
- (Wang Shu-hong, Wang Jiang, Rao Wen-jie, et al. The block sliding model test platform with variable angle space and the method of use, China: 201210049340.4 [P]. 2012–03–01.)
- [8] Omer Aydan. 楔体模型试验与楔体滑动极限平衡法的重新评价 [J]. 郑东明, 译. 地下空间, 1997 17(3): 184–185.
- (Omer Aydan. Re-evaluation of the model test of the wedge and wedge sliding limit equilibrium method [J]. Translated by Zheng Dong-ming. *Underground Space* 1997 17(3): 184–185.)
- [9] 张航. 岩体开挖隧道结构面空间模拟及围岩块体分析 [D]. 沈阳: 东北大学, 2012.
- (Zhang Hang. Simulation of tunnel structure surface in space in rock excavation and rock block analysis [D]. Shenyang: Northeastern University 2012.)
- [10] 叶金汉. 岩石力学参数手册 [M]. 北京: 水利电力出版社, 1991: 512–525.
- (Ye Jin-han. Rock mechanics parameters manual [M]. Beijing: Water Power Press, 1991: 512–525.)