

文章编号: 1003-8035 (2001) 04-0001-08

块状岩体边坡倾倒破坏稳定性分析

王建锋¹, Wilson H Tang², 崔政权³

(1. 中国科学院力学研究所工程科学研究部, 北京 100080;

2. Department of Civil Engineering, The Hong Kong University of Science and Technology, Hong Kong;

3. 长江水利委员会综合勘测局, 湖北 武汉 430010)

摘要: 基于 Scavia 模型, 该文给出了由台阶状破坏面上柱状岩块所组成的具有潜在旋转-倾倒破坏模式的完整改进理论解。新的闭解允许经典模型中两组节理交汇所形成的直角可为任意角度, 锚固力和地震作用力为任意方向, 水压力可以是块体高度内的任意值。为了展示一般的运用方法, 也为了说明倾倒破坏模式的普遍规律, 该文接着给出了可变几何外形的若干理想边坡倾倒破坏的稳定性分析, 其分析结果可以用来指导倾倒破坏边坡的加固处理。

关键词: 岩石边坡; 倾倒破坏; 确定性分析; 敏感分析; 广义笛卡儿坐标

中图分类号: P642.2

文献标识码: A

1 前言

岩石边坡的倾倒破坏常常发生于倾向于岩体内并由此产生一系列板状或块状岩柱的横向节理发育的岩石边坡上。通常, 倾向与横向节理近乎一致的陡倾角的坡面也是必要条件。当斜面上的刚性柱体或块体的中心落于块体基面以外, 并且作用于基面上的摩擦力足够大时, 这些块体的倾倒破坏就会产生^[1]。上述节理岩体中的倾倒破坏产生的地质条件通常是类似的, 即使对于某些坚硬的土体也不例外。事实上, 倾倒破坏也可以产生于更为广泛的不连续面的空间产状范围内^[2]。

野外观察和实践经验都表明, 当上述边坡中板状或块状岩块水平运动时可以产生巨大的运动。在某些情况下, 倾倒破坏甚至可诱发深基座式的滑动破坏^[3]。像在火成岩发育的香港地区, 层节理 (L-joints) 和横节理 (Q-joints) 或纵节理 (S-joints) 的有利组合可以导致倾倒破坏 (图 1)。在香港还有一类独特的倾倒破坏型式是由发生于深厚凝灰岩中的六角柱状节理所诱发的。这类奇特的节理多发育于香港东部海岸和一些离岛, 它们是由火山灰冷凝所形成, 外观上类似于泥裂^[4]。新近发展、重新发展和高速公路项目都继续深入到了香港高陡的自然山地, 从而增加了倾倒破坏的风险。这些倾倒破坏能够频繁地发生于一些房地产的后山坡, 高速公路和铁路的人工边坡上, 以及其他工程开挖所形成的边

坡上。事实上, 根据作者的观察, 在香港倾倒破坏发生的范围十分广泛, 尤其是人工开挖的岩石边坡中。

倾倒破坏的稳定性分析包括基于极限平衡方法, 从坡顶开始顺序检验每一块体的稳定性。一般地, 每一块体必处于以下 3 类稳定模式中的一种: 稳定、滑动、倾倒。其稳定模式明显取决于块体的几何形状、侧面和底滑面的剪切强度参数, 以及各种外荷载。当然, 也可以更为严格地区分斜面上刚性块体不稳定性的不同模式^[1]。

基于静力平衡方法, 几位研究者已经建立了倾倒破坏问题的分析方法^[5~11]。然而, 这些经典极限平衡方法仅仅能够确定规则几何形状和受简单荷载作用的倾倒破坏边坡的稳定性。这些限制制约了块体倾倒破坏分析方法的推广应用。当研究复杂倾倒破坏边坡的稳定性时, 则必须从理论和数值计算上扩展现存模型的适用范围, 而这一点正是本研究的主要目的。

收稿日期: 2001-04-26; 修回日期: 2001-06-05

作者简介: 王建锋 (1964—), 男, 1997. 6 毕业于中国地质大学 (武汉) 工程地质专业并获工学博士学位。曾从事工程地质、岩石力学科教研教学工作, 现主要从事力学和地学相结合方面的研究工作。1989 年以来在国内外共计发表 30 余篇学术论文。

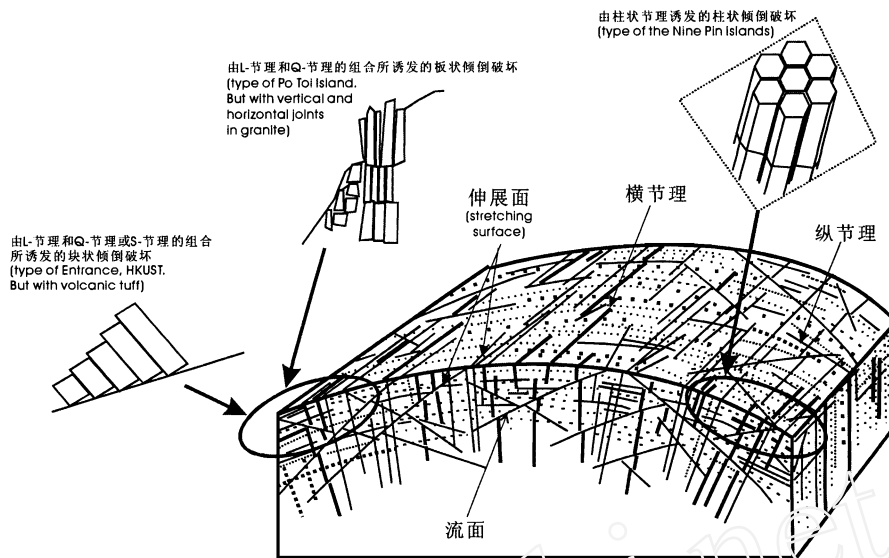


图 1 香港岩石边坡倾倒破坏模式

Fig. 1 Mode of toppling failure of rock slopes in Hong Kong

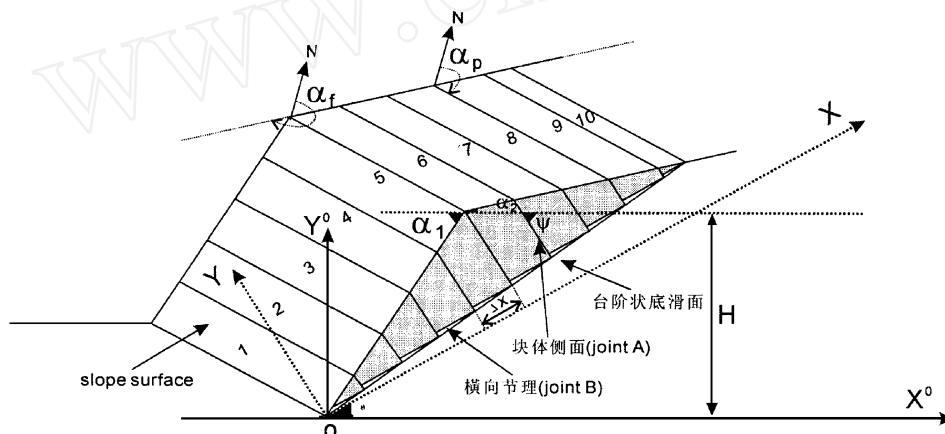


图 2 倾倒破坏边坡的分析模型

Fig. 2 Model for toppling slope analysis

倾倒破坏的条件 (Goodman R E, 1980):

$$p = (\alpha_f + / - 180^\circ) + / - 20^\circ$$

$$(90^\circ - \gamma) <= (\alpha_1 - \phi_b)$$

p —块体侧面倾向;

γ —坡面倾向;

α_1 —块体侧面倾角;

ϕ_b —块体底滑面摩擦角。

$1, 2, \dots, m$ 为切坡 (人工) 和上部 (自然) 边坡坡度;

b_1, \dots, b_m 为以 O 点为矩的各个块体受力的力臂;

γ_w 为岩石和水的重度;

F_s 为稳定系数;

g 为重力加速度;

H 为切坡高度;

h 为块体的垂向全高;

h_0, h_c 为块体或柱体的长度;

h_{w0}, h_{wc} 为基底面以上孔隙水垂向高度;

α_i, β_i 为缓倾角节理组的和陡倾角节理组的倾

2 基本原理

分析的第一步是确定所有块体的几何形状。接着,自坡顶开始进行各个块体的受力计算。图 2 给出了分析的几何模型。在此图中给出了倾倒破坏的必要条件。下面的列表给出了所用变量的描述:

- 角;
- K_e 为地震系数;
 - 为地震加速度倾角,水平指向坡外且顺时针为正;
 - L 为坡面分布的面状加固荷载(锚固荷载网)作用长度;
 - M_G 为作用于块体重心的力的力矩;
 - M_w 为静水压力的力矩;
 - M_{RQ} 为剪应力 R_s 和锚固力 Q 的力矩;
 - $P_s(i), P_t(i)$ 为对应于剪切和转动且处于极限平衡条件下由第 (i) 转移到第 $(i-1)$ 块体的力;
 - $P(i), P(i+1)$ 为由第 $(i-1)$ 和第 $(i+1)$ 块体传递到第 (i) 块体的力;
 - N 为块体底面上的法向力;
 - 为锚固角,以局部坡面的法线为起点,顺时针为正;
 - R_b, R_o, R_c 为块体侧面 (b, i) 和底滑面 (s) 上的剪力;
 - Q 为锚固力;
 - U_{i-1}, U_i, U_{i+1} 为块体侧面 (b, i) 和底滑面 (s) 上的静水压力;
 - W 为块体重量;
 - $(X^0, Y^0), (X, Y)$ 为笛卡儿坐标(整体坐标)和广义笛卡儿坐标(局部或斜角坐标);
 - X_G, Y_G 为广义笛卡儿坐标系中的块体重心坐标;
 - x 为块体基底面长度;
 - b, δ 为块体基底面和侧面摩擦角。
- 为了方便建立块体几何关系和力矩平衡方程,本文方法结合使用笛卡儿坐标系和广义笛卡儿坐标系。假定地震力的方向是随机可变的,方向角以水平指向坡外为零点并且顺时针为正。图 3 给出了第 (i) 条块 $ABCO$ 的关于座标 OXY 和 OX^0Y^0 的几何参数,其中主要参数与 Scavia 模型(见其文献中的附录)一致。改善的计算过程如下。

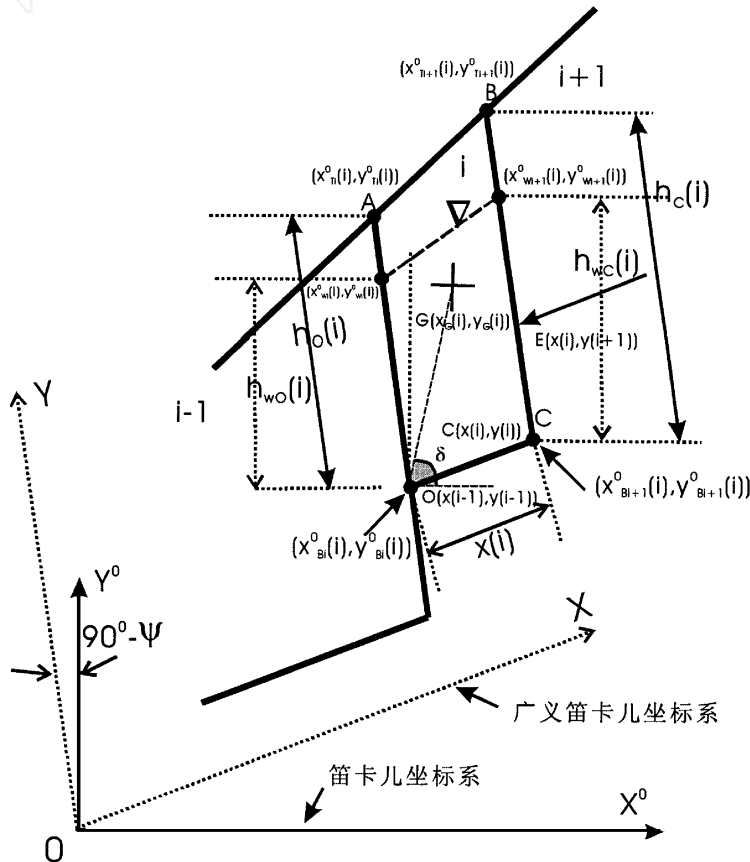


图 3 第 (i) 条块的关于座标 OXY 和 OX^0Y^0 的几何参数
 Fig.3 Geometrical parameters for the (i) th slice with coordinates OXY and OX^0Y^0

2.1 几何变量

考虑到原 Scavia 模型中的下标 i 易与条块自身编号混淆, 这里采用 h_0 和 h_c 分别代替原模型的 h_i 和 h_s 。

$$\left. \begin{aligned} h_0(i) &= [x(i-1) \sin(\alpha_1 - \alpha_i) / \sin(\alpha_1 + \alpha_i)] - y(i) \\ h_c(i) &= [x(i) \sin(\alpha_1 - \alpha_i) / \sin(\alpha_1 + \alpha_i)] - y(i) \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

同样, 对于第 2 坡段 (地面坡度为 α_2) 柱体长度,

$$\left. \begin{aligned} h_0(i) &= [H \sin(\alpha_1 - \alpha_i) / \sin \alpha_1] + \{x(i-1) - [H \cos(\alpha_1 - \alpha_i) / \sin \alpha_1]\} \\ &\quad [\sin(\alpha_2 - \alpha_i) / \sin(\alpha_2 + \alpha_i)] - y(i) \\ h_c(i) &= [H \sin(\alpha_1 - \alpha_i) / \sin \alpha_1] + \{x(i) - [H \cos(\alpha_1 - \alpha_i) / \sin \alpha_1]\} \\ &\quad [\sin(\alpha_2 - \alpha_i) / \sin(\alpha_2 + \alpha_i)] - y(i) \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

接着, 对于具有不同地面坡度 α_i 的坡段, 柱体侧面长度同样可仿照上式推算。

2.2 块体重心

参见图 4, 笛卡儿坐标系下块体重心坐标 (x_G, y_G) 求法如下:

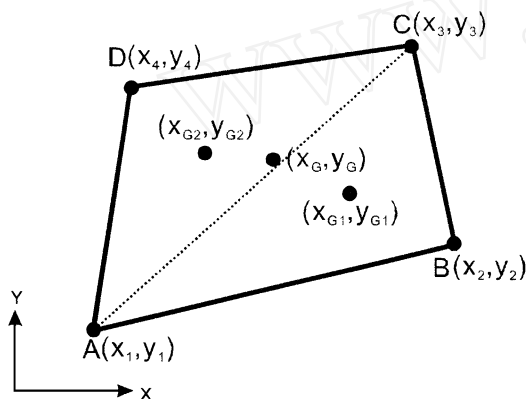


图 4 分条块重心计算方法

Fig. 4 The computing method of gravity center of slice

$$\left. \begin{aligned} S_{ABC} = S_1 &= \frac{1}{2} \left(\begin{vmatrix} x_1 & y_1 \\ x_2 & y_2 \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} x_2 & y_2 \\ x_3 & y_3 \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} x_3 & y_3 \\ x_1 & y_1 \end{vmatrix} \right) \\ S_{ACD} = S_2 &= \frac{1}{2} \left(\begin{vmatrix} x_1 & y_1 \\ x_3 & y_3 \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} x_3 & y_3 \\ x_4 & y_4 \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} x_4 & y_4 \\ x_1 & y_1 \end{vmatrix} \right) \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

$$\left. \begin{aligned} x_{G1} &= (1/3) (x_1 + x_2 + x_3) \\ y_{G1} &= (1/3) (y_1 + y_2 + y_3) \\ x_{G2} &= (1/3) (x_1 + x_3 + x_4) \\ y_{G2} &= (1/3) (y_1 + y_3 + y_4) \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

$$\left. \begin{aligned} x_G &= \frac{S_1 x_{G1} + S_2 x_{G2}}{S_1 + S_2} \\ y_G &= \frac{S_1 y_{G1} + S_2 y_{G2}}{S_1 + S_2} \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

参见图 5, 局部坐标下块体重心的坐标为:

$$\left. \begin{aligned} x_G(i) &= \frac{3h_0(i) + 2 \tan(\alpha_i - \alpha_i) \cdot x_i}{3[2h_0(i) + \tan(\alpha_i - \alpha_i) \cdot x_i]} x_i \\ y_G(i) &= \frac{3h_0^2(i) + 3 \tan(\alpha_i - \alpha_i) \cdot x_i \cdot h_0(i) + [\tan(\alpha_i - \alpha_i) \cdot x_i]^2}{3[2h_0(i) + \tan(\alpha_i - \alpha_i) \cdot x_i]} \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

上式应当代替 Scavia 模型中不正确的 (A6-7)。

2.3 作用于条块上的力和力臂

考虑习惯和编码的方便, 将原模型中的静水压力 S_{wb} 、 S_{wi} 、 S_{ws} 分别用 U_{i-1} 、 U_i 、 U_{i+1} 代替。

下面的方程应当用来代替包含错误的 Scavia 的公式 (A16)

$$b_{wc}(i) = |x_i \cdot \cos(\alpha_i + \alpha_i)| + h_c(i)/3 \quad (7)$$

$$U_i = [w \cdot (h_{wc} + h_{wo})/2] x_i \quad (8)$$

同样, 下面公式用来更正 Scavia 的公式 (A18),

$$b_{wb}(i) = [x_i (2h_c(i) - h_0(i))] / [3(h_c(i) - h_0(i))]$$

为了研究的方便, 类似于孔压比的概念, 这里引入一无量纲数: 高度比 r_{hw} , 用来考虑孔隙水压力效应,

$$r_{hw} = h_w/h \quad (10)$$

$$b_d(i) = [y_G(i) - y(i)] / \sin \alpha_i \quad (11)$$

当地震力的作用方向在二维剖面上任意变化时, b_d 为地震加速度倾角 α 的函数,

$$b_d(i) = L_i \cdot \sin(\alpha_i + \alpha) \quad (12)$$

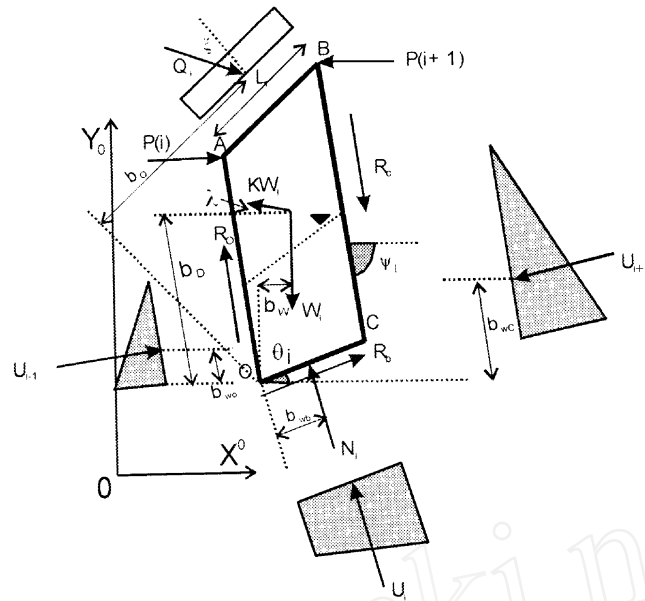


图 5 作用于第 (i) 块体上的力

Fig. 5 Forces applied to the (i)th slice

底滑面上的法向力为:

$$\begin{aligned}
 N_i = & W_i \cos \psi_i + [R_c(i) - R_o(i) - K W_i \sin(90 - \psi_i + \theta_i)] \sin \psi_i \cos \theta_i \\
 & - [R_c(i) - R_o(i) - K W_i \cos(90 - \psi_i + \theta_i)] \cos \psi_i \sin \theta_i \\
 & + [P(i+1) - P(i) + U_{i+1} - U_i + K W_i \cos(90 - \psi_i + \theta_i)] \cos(90 - \psi_i) \sin \theta_i \\
 & - Q_i \cos \psi_i \sin(\psi_i - \theta_i) + Q_i \sin \psi_i \cos(\psi_i - \theta_i)
 \end{aligned} \tag{13}$$

当外部锚固力通过块体重心时, 有

$$b_{og}(i) = \frac{OG(i)}{\sqrt{\tan^2 \psi_i + 1}} = \frac{|x_o^0(i) \tan \psi_i - y_o^0(i) + y_G^0(i) - x_G^0(i) \tan \psi_i|}{\sqrt{\tan^2 \psi_i + 1}} \tag{14}$$

2.4 推力和稳定系数计算

$$M_G(i) = K \cdot W_i \cdot b_D(i) - W_i \cdot b_w(i) \tag{15}$$

$$M_w(i) = U_{i+1} \cdot b_{wc}(i) - U_{i-1} \cdot b_{wo}(i) + U_{i-1} \cdot b_{wb}(i) \tag{16}$$

Scavia 的公式 (A31-33) 应当更正为,

$$M_{RQ}(i) = -R_c(i) \cdot b_c(i) - Q_i \cdot b_Q(i) \tag{17}$$

$$P_T(i) = \left\{ \frac{[P(i+1) | h_C(i) + x_i \cdot \cos(\psi_i + \theta_i) | + M_G(i)]}{[+ M_w(i) + M_{RQ}(i)]} / h_o(i) \right\} \tag{18}$$

$$P_S(i) = \left\{ \frac{[P(i+1) + (U_{i+1} - U_{i-1})] \sin(\psi_i + \theta_i) + W_i \sin \psi_i}{[+ K \cdot W_i \cdot \cos \psi_i \cdot \cos \theta_i - R_b(i) - Q_i \cdot \sin(\psi_i - \theta_i + \theta_i)]} / \sin(\psi_i + \theta_i) \right\} \tag{19}$$

方程 (15) 是关于 O 点的力矩平衡关系, 而 (16) 式则是沿底滑面的力的平衡条件。

$$P(i) = \max[P_T(i), P_S(i)] \tag{20}$$

$$P(1) = P_S(1) \tag{21}$$

这里称 $P_1 (= P(1))$ 即为整体边坡的剩余推力。在满足力的边界条件情况下, 通过迭代运算即可获得各个块体上的剩余推力, 并进而可以得到整

体稳定系数 F_s 。一般地, 边坡坡脚或最下面条块上的剩余推力 P_1 决定了倾倒边坡的稳定性。如果此力大于 0, 则边坡将失稳。

3 算例

假定一系列理想几何形状的倾倒破坏边坡, 其中陡节理组、缓节理组的倾角、边坡高度分别规律

变化，接着分别计算几何形状改变对边坡稳定性的影响，其中也包括了各类控制参数的敏感性分析。对应的计算参数如表 1 所示。

图 6 是块体底滑面倾角 α 对整体边坡推力 P_1 的影响。可以看出，两者之间为平缓的 S 形曲线；对于一般的边坡情况，也可理解为近似的线性关系。图 7 表明 β 和 P_1 之间为较清晰的直线关系，其斜率为 25 t/ (m, per degree)，远小于图 6 的坡度。这表明块体底滑面倾角比侧面倾角有更重要的影响，底滑面倾角越大整体边坡的剩余推力就越大。图 8 显示了 H 和 P_1 之间的线性关系，其斜率为 6t/ (m, per meter)。即切坡高度越大，推力就越大。

计算结果表明，对于不同的切坡高度和柱体倾角两类情况，锚固角 θ 对整体边坡推力 P_1 的影响的总趋势是锚固角越小整体推力越大，然而对于不同的切坡高度和柱体倾角来说，最优的锚固角并不相同：随着柱体倾角 α 的增大，最优的锚固角趋向于增加；随着切坡高 H 的增大，最优的锚固角趋向于减小。因此，对于高陡的倾倒边坡而言，最优的锚固方向似乎以垂直于边坡面为宜。

表 1 计算参数

Tab. 1 Calculation parameters

参 数	符号	取值
切坡高度 (m)	H	120 ~ 200
陡节理倾角 (°)		45 ~ 85
缓节理倾角 (°)		2 ~ 25
切坡坡角 (°)	α	53
上部边坡坡角 (°)	β	17.5
块体侧面摩擦角 (°)	i	20
块体底滑面摩擦角 (°)	b	25
节理内聚力 (kPa)	C	0
地震系数	K	0.05
岩石重度 (t/m ³)		2.75
水重度 (t/m ³)	w	1
锚固力系数		0.1
高度比	r_{hw}	0.8
地震加速度倾角 (°)		10
锚固角 (°)		20

块体侧面摩擦角对整体边坡推力的影响分析表明：对于同样的 i ，块体侧面倾角越大，对应的推力变化就越大；对于同样的 α ， i 越大，推力 P_1 就越大。因此，对于陡坡，减小 i 能够有效的稳固边坡。同样地，随着坡高的增加，推力就增大；对于同样的坡高，随着 i 的增大，推力也将增大。然

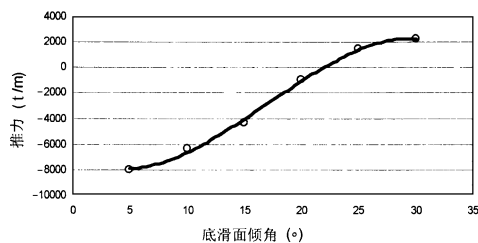


图 6 块体底滑面倾角 α 对整体边坡推力 P_1 的影响 ($\beta = 85^\circ$, 其他参数不变)

Fig. 6 The effect of dip angle of block base change on thrust force P_1

($\beta = 85^\circ$, other parameters are not changed)

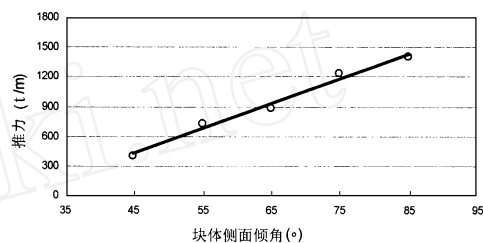


图 7 块体侧面倾角 β 对整体边坡推力 P_1 的影响 ($\alpha = 25^\circ$, 其他参数不变)

Fig. 7 The effect of dip angle of block side change on thrust force P_1

($\alpha = 25^\circ$, other parameters are not changed)

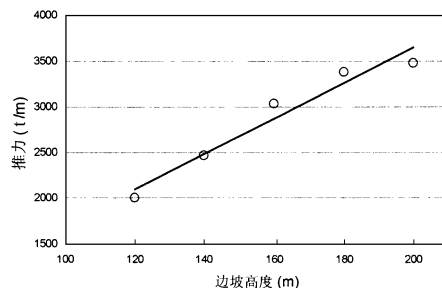


图 8 切坡高度 H 对整体边坡推力 P_1 的影响 ($\alpha = 85^\circ$, $\beta = 30^\circ$, 其他参数不变)

Fig. 8 The effect of height of cut slope change H on thrust force P_1

($\alpha = 85^\circ$, $\beta = 30^\circ$, other parameters are not changed)

而，对于不同的坡高，对应的推力变化并不明显。必须强调的是，对于所定义的同样块数的边坡，随着坡高的增加， i 的减小将导致 P_1 的增加。

然而，随着 b 的减小，推力将快速增加。相反地，与上述情况相比较，对于不同的 α ，当 b 大于 25 时，推力将保持不变。从这一点，我们可以认为：增加 b 可以有效地改善边坡的稳定性，但

是这种改善将限定于一定的 b 值。同样地,对于不同的边坡高度,增加 b 就意味着推力将要减小。然而,对于不同的 b ,这种减小的速率是不同的。当 b 介于 30~40 时, P_1 将快速地减小;但是,当其大于 40 时, P_1 将保持常数。所以,它是很清楚的,增加 b (如通过灌浆处理)是一种有效的加固倾角边坡的措施。并且还可以发现,最有效的 b 增加范围是在底滑面 b 的真值附近。

孔隙水压力频繁地影响着块状倾角岩石边坡的稳定性,但是在适当的范围之内,如高度比 r_{mv} 小于 0.4 情况下,这种影响很小。对于陡坡或高边坡,计算结果表明 r_{mv} 对边坡稳定性的影响是很明显的,曲线的平均坡度是 2634 t/m。因此,对于潜在的倾角破坏而言,陡的岩柱或高的边坡总是有更高的危险。

然而,对于不同的柱体倾角和不同的边坡高度情况,不同的锚固方向则没有明显的不同。与 P_1 之间呈近似解的线性关系,其坡度为 -9515 ~ -15566 t/m。这展示出与降低高度比 r_{mv} 相比,锚杆加固能够很大程度上改善边坡稳定性。对于锚杆加固方法,必须注意的是由于钢杆的松弛和锚固体的蠕变,拉伸锚杆会随着时间推移而发生内应力的降低,从而影响锚杆加固的使用效果。影响锚固钢杆松弛的因素包括:应力水平、环境温度、应力施加后所经历的时间等等,而这些问题需要专门进行研究。

4 结语

本文方法能够精确地预测倾角边坡的稳定性,方便地评价加固措施的适用性。该解析解扩展了 Hoek 的模型中的直角柱体为两组节理的任意配置,允许 Scavia 模型适应于更加实际的荷载条件:允许 Scavia 模型中 α 和 β 对不同的块体采用不同的数值,允许锚固力和地震力为任意方向,允许地下水为柱体高度内的任意高度。同时,更正了 Scavia 模型中的一些错误。对于复杂的岩石边坡条件,所谓的“稳定图”法是不实用的。对于具体的边坡加固,必须进行详细的计算分析。

随着块体底滑面倾角、侧面倾角、边坡高度的增加,推力将呈近似线性增加。但是底滑面倾角较侧面倾角对边坡的稳定性有更大的影响。随着柱体倾角的增大,最优的锚固角趋于增大;随着边坡高

度的增大,最优的锚固角趋于减小。一般地,对于陡坡,锚杆方向垂直于坡面将获得最好的加固效果。由于剪胀效应存在,地震力对倾角破坏有重要影响。最危险的地震力作用方向,通常不是水平指向坡外,而是取决于多种荷载因素,需要详细进行计算分析确定。此危险方向会随柱体侧面倾角的改变而改变,柱体侧面倾角越大,此危险方向的倾角越大。但是,此危险方向不随边坡高度的变化而变化。随着地震力的增加,推力将快速增大,尤其是当地震系数大于 0.05,即近似大于 Ⅱ 级地震烈度时,更是如此。但是,这种效应对于不同的边坡高度则不明显。

对于由陡倾角的柱体组成的边坡,侧面摩擦角的减小将会减小剩余推力的累积传递。通常,增大底滑面的摩擦角将会很大程度上改善倾角边坡的稳定性,但是这种改善是有限度的。孔隙水压力对边坡稳定性有较大的影响,但是在高度比小于 0.4 的范围内,这种影响不明显。与这类排水措施相比较,锚杆加固则更能改善边坡的稳定性。

参考文献:

- [1] Sagaseta C. On the modes of instability of a rigid block on an inclined plane [J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 1986, 19: 261 - 266.
- [2] Cruden D M. Limits to common toppling [J]. Can Geotech. J, 1989, 26: 737 - 742.
- [3] Pritchard M A, Savigny K W. Heather Hill landslide. An example of a large scale toppling failure in a natural slope [J]. Canadian Geotechnical Journal, 1991, 28 (3): 410 - 422.
- [4] Campbell S D G, Parry S, Liu Y S. Deformation and slope failure modes in columnar jointed tuffs of the high island formation—Hong Kong [J]. Hong Kong Geologist, 1999, 5: 37 - 40.
- [5] Caner Zambak. Design charts for rock slopes susceptible to toppling [J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1982, 109 (8): 1039 - 1061.
- [6] Aydan Omer, Kawamoto Toshikazu. Toppling failure of discontinuous rock slopes and their stabilization [J]. Nippon Kogyo Kaishi/Journal of the Mining & Metallurgical Institute of Japan, 1987, 103 (1197): 763 - 770.
- [7] Aydan Omer, Kawamoto Toshikazu. The stability of slopes and underground openings against flexural toppling and their stabilization [J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 1992, 25: 143 - 165.

- [8] Davies P, Williams A T, Bomboe P. Numerical modeling of lower lias rock failures in the coastal cliffs of South Wales [A]. Proc Spec Conf Quant Approaches Coastal Sediment Process [C]. Publ by ASCE, New York, NY, USA. Coastal Sediments 91; 1991, 2: 1599 - 1612.
- [9] Duncan C Wyllie. Foundation on rock [M]. E & FN SPON, An Imprint of Chapman & Hall. 1992. 156 - 160.
- [10] Bobet A. Analytical solutions for toppling failure [J]. International Journal Rock Mechanics and Mining Sciences, 1999, 36: 971 - 980.
- [11] Scavia C, Barla G, Bernaudo V. Probabilistic stability analysis of block toppling failure in rock slopes [J]. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr, 1990, 27 (6) : 465 - 478.

Stability analysis of toppling failure of block rock slopes

WANG Jian-feng¹, WILSON H Tang², CUI Zheng-quan³

(1. Division of Engineering Sciences, Institute of Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Beijing 100080, China;

2. Department of Civil Engineering, The Hong Kong University of Science and Technology, Hong Kong China;

3. Bureau of Geotechnique of Changjiang Water Resources, Wuhan 430010, China)

Abstract: This paper consists of two parts, the first one considers how to improve the close-form solution of Scavia's toppling model, and the second part illustrates some stability analysis results on the general toppling of rock slopes. Based on the present works, including the revision of some errors in the Scavia's model, a completely improved theoretical model for the stability of a block rock slope susceptible to rotational toppling failure with columns on a stepped base has been eventually developed by the authors. The solution is consistent in principle with those models as used by Hoek and Bray (1981), Scavia C, et al (1990) and Duncan C Wyllie (1992) except extensions of their methods beyond the right angle intersected by two sets of joints for any incline of joints. The new model can also allow the external stabilizing force and seismic force to be inclined, the side water pressure to extend less than the full height of the block interface. The former two kinds of forces could act in any direction in a toppling rock slope. Finally, an idealized slope model with multi geometry configurations is analyzed for both demonstrating general use of the presented method and showing the general stability characters of toppling rock slopes. Some valuable results, which can be used as a guide for the reinforcement of a toppling rock slope as a whole, are found.

Key words: rock slope; toppling failure; deterministic analysis; sensitivity analysis; General Cartesian Coordinates System