

大花水拱坝的块体元法和拱梁分载法耦合分析

徐明毅, 薛雯鸾, 汪卫明, 陈胜宏
(武汉大学 水利水电学院, 湖北 武汉 430072)

摘要: 采用三维弹粘塑性块体元法与拱梁分载法的耦合分析方法对大花水拱坝的坝体应力和坝肩稳定性进行了分析。耦合分析时, 用块体单元离散坝基, 将坝体划分为拱梁系统。在拱坝和基础的接触面上, 假设拱梁的基础节点固结在块体表面上, 根据虚功原理, 将拱梁单元刚度矩阵中关于基础节点的位移的刚度系数变换为关于块体位移的刚度系数。将刚度矩阵组装在一起并建立整体平衡方程, 求解基础块体元和坝体内部节点的位移, 然后计算各自的应力和稳定情况。计算结果表明, 该坝坝肩边坡整体是稳定的。

关键词: 水利工程; 拱坝; 坝肩稳定; 块体元法; 拱梁分载法; 耦合分析

中图分类号: TV 644

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 6915(2005)增 2 - 5281 - 06

COUPLED ANALYSIS OF DAHUASHUI ARCH DAM WITH TRIAL LOAD METHOD AND BLOCK ELEMENT METHOD

XU Ming-yi, XUE Luan-luan, WANG Wei-ming, CHEN Sheng-hong
(School of Water Resources and Hydropower, Wuhan University, Wuhan 430072, China)

Abstract: The coupled analysis method of the trial load method and the 3D elasto-viscoplastic block element method is applied to analyze the stress and stability of Dahuashui arch dam. In the analysis, the foundation is divided into block elements, and the arch dam is treated as an arch-cantilever system. On the interface between the dam and foundation, it is assumed that the base nodes of the dam are fixed on the surface of the block elements. So the displacements of the base nodes have relationship with the displacements of the block elements. According to the virtual work theory, the stiff coefficients about the displacements of the base nodes are transformed into the stiff matrix of the block elements. After assembling all stiff matrixes, the total equilibrium equation can be established. Then it can be solved to obtain the displacements of the interior nodes of the arch dam and those of the block elements of the foundation. Then the stress and stability status can be analyzed separately. The calculation results indicate that the dam abutment slope is stable on the whole.

Key words: hydraulic engineering; arch dam; abutment stability; block element method; trial load method; coupled analysis

1 引言

在拱坝地基系统的应力和稳定性分析中, 常规的拱梁分载法用伏格特假定模拟地基变形, 这与实

际地基的力学性质差别较大。由于实际岩体中含有大量的不连续结构面(如层面、节理、裂隙、软弱夹层、岩脉和断层破碎带等), 因此必须对实际地基进行几何和力学性质的模拟, 才能更好地反映拱坝与基础岩体之间的耦合作用。对地基的模拟可采用连

收稿日期: 2005 - 06 - 14; **修回日期:** 2005 - 07 - 19

基金项目: 水资源与水电工程科学国家重点实验室开放研究基金项目(2004C009)

作者简介: 徐明毅(1973 -), 男, 博士, 2001 年于武汉大学水工结构工程专业获博士学位, 现任副教授, 主要从事水工结构数值计算方面的教学与研究。E-mail: myxu@whu.edu.cn.

续介质力学方法或不连续介质力学方法。连续介质力学方法中的有限单元法发展成熟,应用广泛,但模拟复杂岩体时,会遇到网格离散困难,且不能很好反映含结构面岩体的不连续性质。针对岩土工程特点的不连续介质力学方法如离散单元法^[1]、块体单元法^[2~5]、流形元法^[6]等,不断被提出并逐渐应用于工程实践。

块体单元法考虑结构面的变形与强度特征,采用面接触假定,通过结构面变形与块体位移的几何相容方程、结构面变形与应力的弹粘塑性本构方程,建立起块体的整体平衡方程,从而对块体系统进行变形与稳定性分析。该法较好地反映了岩体被结构面切割后的不连续性质,能得出满足精度要求的计算结果。同时,采用块体系统的自动识别方法可快速建立分析模型。块体元法建模容易并有足够精度,因此已成为模拟复杂岩体的一种比较实用的方法。

传统的拱坝分析方法用拱梁分载法计算坝身应力和坝肩推力,结合刚体法或其他方法进行坝肩稳定审核,由于有长期的工程经验和明确的安全指标,因此已被我国目前的拱坝设计规范所采用。而有限元法虽然模拟精度高,但还不能根据坝身应力给出明确的安全控制指标。因此,在对拱坝地基系统进行分析时,可以考虑用块体元法分析坝肩岩体,而对坝体部分采用拱梁分载法分析,这样可利用两者的优点,既能快速建立坝肩岩体模型,又能模拟岩体的不连续性质,同时对坝体则有明确的应力控制指标。如果能够建立它们之间的耦合分析方法,就能全面、准确、简便地模拟拱坝地基系统。

笔者根据拱梁分载原理构造了一种分载拱梁单元^[7, 8],通过组合拱向和梁向的刚度得到单元的刚度矩阵,然后以拱梁的共轭点位移为未知量,在位移协调方程自动满足的情况下建立整体平衡方程求解。求解出节点位移后,再分别计算出拱向和梁向应力。由于该法以位移为未知量,因此坝体用此单元离散后,易与地基离散后的块体系统协调起来,进行拱坝地基系统的耦合分析^[7]。

2 耦合分析原理

耦合分析时,将拱坝基础用块体单元离散,拱坝用分载拱梁单元离散,假设拱端固结在基础岩体的表面上,则块体的位移和拱端节点的位移存在一定的变换关系。将拱梁单元的刚度矩阵变换为关于块体位移自由度的刚度矩阵,然后把该刚度叠加到

块体单元的刚度上,就可以将二者耦合起来。

拱梁单元的刚度方程可表示为

$$\{f\}_a = [K]_a \{\delta\}_a \quad (1)$$

式中: $\{\delta\}_a$ 为拱梁单元的4个角节点的位移列阵, $\{f\}_a$ 为节点的荷载列阵, $[K]_a$ 为拱梁单元的刚度矩阵。

拱梁单元的节点位移和块体位移的变换关系为

$$\{\delta\}_a = [T] \{\delta\}_b \quad (2)$$

式中: $\{\delta\}_b$ 为拱梁单元节点所固结的块体的位移,每个块体位移为关于形心的6个位移(3个线位移和3个角位移); $[T]$ 为转换矩阵。

如果某些节点没有固结在块体上,则该点不用转换。这样,一部分节点的位移保持为拱梁单元节点本身的位移,另一部分节点的位移则与块体的位移相关。

根据虚功原理,节点力的转换关系为

$$\{f\}_b = [T]^T \{f\}_a \quad (3)$$

将式(1)代入式(3),可得

$$\{f\}_b = [T]^T [K]_a \{\delta\}_a = [T]^T [K]_a [T] \{\delta\}_b = [K]_b \{\delta\}_b \quad (4)$$

所以有

$$[K]_b = [T]^T [K]_a [T] \quad (5)$$

这样,与地基相连的分载拱梁单元刚度矩阵经过转换后,既与块体相关,又与坝体内部节点相关。将块体单元和分载拱梁单元的刚度矩阵进行叠加,就可以耦合分析坝体和基础岩体。

3 稳定安全系数计算

常规拱坝坝肩稳定计算是先根据拱坝应力分析成果求出拱端推力,在此推力作用下,对坝肩采用刚体极限平衡法或其他方法,计算出典型滑动组合的安全系数,取其中最小值作为坝肩的抗滑稳定安全系数。而采用拱梁分载法和弹粘塑性块体元法对拱坝地基系统进行耦合分析时,若给出超载系数或结构面的降强度系数,对荷载和强度参数进行调整后,进行坝肩边坡变形应力计算,然后根据各块体表面的破坏情况来判断该块体是否稳定^[9]。

进行耦合分析时,可通过降低材料强度参数的方法来求得边坡工程中常用的强度储备安全系数。

对于选定的块体或块体组合, 对其周围的所有结构面, 统一将强度参数(粘聚力 c 和摩擦系数 f)降低 s 倍, 而后进行弹粘塑性耦合分析, 判断选定块体的表面破坏情况。将表面的所有屈服高斯点的代表面积相加, 如果面积接近块体的总表面积, 则可认为该块体失稳, 将此时的降强度系数作为强度储备安全系数。对所有的典型块体或块体组合进行计算, 取其中最小的安全系数作为坝肩边坡的整体抗滑稳定安全系数, 而对应的块体或块体组合则为控制坝肩边坡滑动的关键块体^[9, 10]。

在耦合计算过程中, 对应每个降强度系数值, 选定块体处于稳定或破坏状态。如果其中两种状态不同, 且系数很接近, 则破坏临界点就在它们之间产生, 取两者的平均值作为该块体的强度储备安全系数。以上是一个搜索的过程, 让程序自动搜索可以省却手工修改参数再计算的麻烦, 且能很好地控制搜索的精度。可建立一个关于降强度系数的函数, 使得当函数值最小时, 其对应的正好是破坏临界点。

由于在边坡完全破坏时出现计算困难, 程序无法连续运行, 只能选择在接近破坏的时候退出, 即块体表面的破坏比例达到一个很接近 1 的值, 可取为 0.99。这样与完全破坏的差别很小, 又能够安全地退出。另外, 在弹粘塑性迭代多步后, 若块体表面未破坏, 则认为继续迭代下去仍保持稳定, 这时应及时退出, 以节省计算量。

考虑破坏比例和计算迭代步数, 构造函数:

$$f(s) = (iter / scale - \max iter)^2 \quad (6)$$

式中: $iter$ 为实际的迭代步数, $scale$ 为对应的破坏比例, $\max iter$ 为规定的最大迭代步数。

当块体稳定时, 实际迭代步数能够达到最大迭代步数, 破坏比例小于 1, 函数值为大于 0 的值; 而块体失稳时, 在没有达到最大迭代步数时就破坏了, 破坏比例接近于 1, 括号里的值为负值, 平方后函数仍为正值。只有在达到最大迭代步数, 又接近破坏时, 函数值最小, 所对应的就是所求的破坏临界点。用一维搜索优化方法如黄金分割法等, 可以搜寻到该点, 搜索过程如图 1 所示。

4 工程条件及计算步骤

大花水碾压混凝土拱坝拟建于贵州省开阳县与福泉市交界处清水河中游, 支流独木河河口 600 m 以下, 距贵阳市 62 km, 距开阳县 45 km。坝体为抛物线双曲拱坝+左岸重力墩, 坝顶高程 873.00 m,

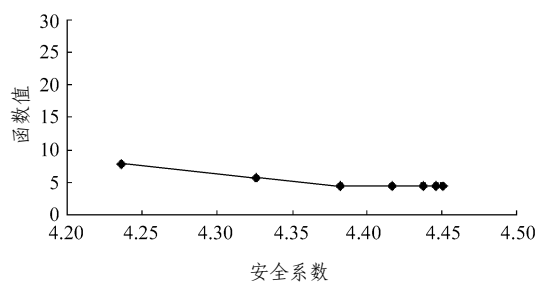


图 1 安全系数的搜索过程

Fig.1 Searching process of safety factor

坝底高程 738.50 m, 最大坝高 134.50 m, 水库正常蓄水位高程 868.00 m, 总库容 $2.765 \times 10^8 \text{ m}^3$ 。该坝的平面布置如图 2 所示。

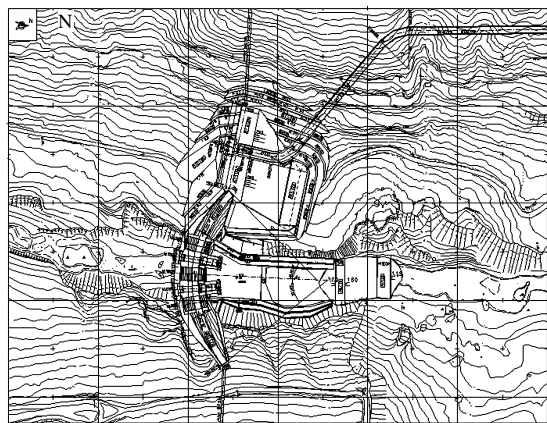


图 2 大花水拱坝平面布置图

Fig.2 Layout of Dahushui arch dam

坝址处河流流向为近南北向, 河谷在 780~810 m 高程以下为较对称的“U”形峡谷, 岸坡基岩裸露, 近直立。左岸高程 810~850 m 为一缓坡地带, 坡角 $15^\circ \sim 20^\circ$ 。右岸高程 780~900 m 岸坡较陡, 坡角 $30^\circ \sim 45^\circ$ 。坝址下游约 150 m 后河谷突然开阔, 距右岸 130 m 处为一与河流呈 70° 交角的陡壁。

对坝体及基础岩体建立模型, 计算域在横河向范围取 500.0 m, 顺河向范围取 400.0 m, 底部高程取 600.0 m。考虑 8 条重要断层 $f_1, f_2, f_3, f_4, f_{23}, f_{25}, f_{29}, f_{30}$, 同时模拟了顺河向节理、垂直河向节理和缓倾层面, 用 5 条虚拟结构面模拟左岸的软弱带。采用块体自动识别方法和拱坝自动离散方法^[9], 建立了坝身拱梁系统和基础块体系统, 其中基础块体单元 4 723 个, 重力墩块体单元 85 个, 坝身拱梁单元 70 个(8 拱 15 梁), 单元总数为 4 878 个。模型轴测图如图 3 所示。

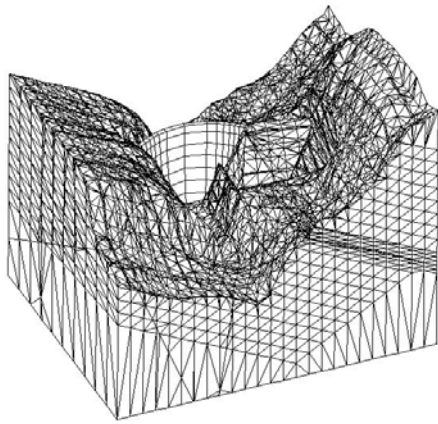


图 3 大花水拱坝与地基离散系统

Fig.3 Discrete system of the Dahuashui arch dam and the basement

计算中考虑 2 种工况：(1) 基本荷载组合工况(坝体自重+正常蓄水位高程 868.00 m+相应下游水位高程 767.00 m+泥沙压力高程 754.95m+温降)；(2) 特殊荷载组合工况(坝体自重+校核洪水位高程 871.35 m+相应下游水位高程 779.14 m+泥沙压力高程 754.95 m+温升)。取坝体混凝土的弹性模量为 20 GPa，容重为 24 kN/m³，线膨胀系数为 8.0×10⁻⁶ °C，泊松比为 0.167。主要结构面强度参数如表 1 所示。

表 1 主要结构面强度参数

Table 1 Strength coefficients of main joints

类型	粘聚力 c/MPa			摩擦角 φ/(°)		
	微新	弱风化	强风化	微新	弱风化	强风化
断层	0.030	0.015	0.010	25.000	20.000	15.000
右岸顺河节理	0.550	0.500	0.200	38.500	37.596	24.000
右岸垂直河向节理	0.250	0.150	0.100	28.811	21.811	17.000
右岸缓倾层面	0.120	0.100	0.080	34.992	33.024	26.600

计算时，首先考虑岩体自重，近似模拟天然地应力场；然后施加重力墩的自重，接着施加坝体自重，模拟坝体施工结束时状态；水库蓄水后，在坝身施加静水压力、泥沙压力、温度荷载等。由于该工程为引水式电站，拱坝下游河床无流水，且岸坡地下水位很低，因此渗流对岸坡稳定影响很小，暂不考虑。计算过程中，为便于应力传递，将基础块体系统和重力墩块体系统合并在一起，模拟岸坡自重应力场时，将重力墩作为空气单元，并将其与基

岩接触面的刚度系数取得很小，使之不对基岩变形产生影响。在施加重力墩自重时，重新将接触面的刚度恢复到正常值。

5 成果及分析

表 2 为拱冠梁径向变位，可以看出，对于基本荷载组合工况，最大径向位移出现在拱冠梁顶部，其值为 35.20 mm。对于特殊荷载组合工况，顶部的径向位移只有 20.89 mm；最大位移发生在高程 820 m 处，其值为 30.34 mm。最大位移发生部位不一致的原因是由于温度荷载的影响。如果不考虑温度荷载，则 2 种工况的最大径向位移都发生在高程 820 m 附近，而基本荷载组合工况时考虑温降，顶拱处温降最大，致使顶拱向下游产生较大的附加变形，因此拱冠梁顶部的位移最大。

表 2 拱冠梁径向变位

Table 2 Radial displacements of the middle cantilever

工况	坝顶变位		高程/m
	/mm	变位值/mm	
1	35.20	35.20	873
2	20.89	30.34	820

表 3 为拱冠梁剖面特征位置应力，最大应力由特殊荷载组合工况控制，坝踵最大拉应力为 2.65 MPa，坝趾最大压应力为 -4.85 MPa，同时 2 种工况下坝趾处都有较小的拱向拉应力。

表 3 拱冠梁应力

Table 3 Stress of the middle cantilever MPa

工况	坝踵		坝趾	
	拉应力	拱向应力	压应力	拱向应力
1	2.46	-1.13	-4.60	1.68
2	2.65	-0.69	-4.85	1.43

坝肩抗滑稳定安全系数由基本荷载组合工况控制。通过指定所包围的结构面，用程序搜索得到安全度小或位于重要部位的 32 种块体组合^[10]。所选块体组合主要分布于右岸，滑动模式分为岸坡滑动、局部抗力体和整体抗力体。由于拱推力的作用会扩散到较大的范围，所以难以严格区分何为坝肩受力块体、何为岸坡块体，必须根据计算结果进行逐个分析判断。

在考虑拱坝推力耦合计算各块体组合安全系数的同时，还计算了只在自重作用下的刚体极限平衡法的安全系数。两者虽方法不同，但都是基于强度储备的概念，可互相参照，用来比较拱坝推力影响下稳定安全系数的变化。计算结果表明，在拱推力作用影响较小的部位，即远离坝肩的岸坡部位，稳定安全系数变化不大，如图 4 所示的 15[#] 块体组合，其滑动形式为双面滑动，底滑面为缓倾层面 LA3，侧滑面为断层 f1，拉裂面为顺河向节理 FJ1。耦合分析得出的强度储备安全系数为 2.08，与自重下刚体法得出的安全系数 1.92 很接近。

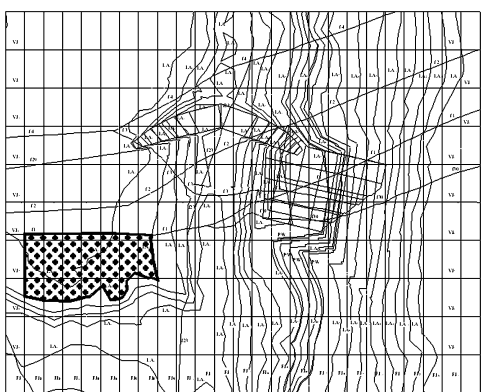


图 4 块体组合 15[#] 的平面位置图

Fig.4 Plane layout of the block combination No.15

在拱推力作用影响较大的部位，如图 5 所示的 28[#] 块体组合，为一狭长条带，在自重作用下向河床滑出，其滑动形式为双面滑动，底滑面为缓倾层面 LA2，侧滑面为断层 f1，拉裂面为顺河向节理 FJ5，下下界面为垂直河向节理 VJ6。刚体法计算的安全系数为 2.01，而耦合分析时，由于拱推力的传递，引起结构面间的法向应力增大，使得块体滑动的摩

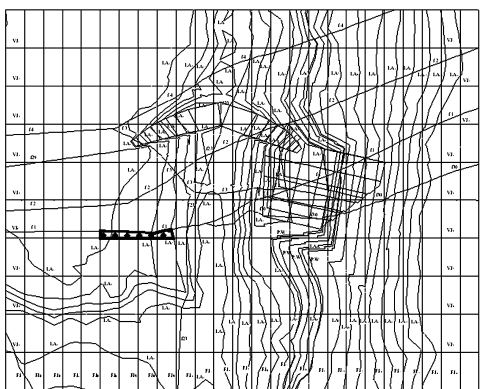


图 5 块体组合 28[#] 的平面位置图

Fig.5 Plane layout of the block combination No.28

阻力增大，稳定安全系数为 19.36。对于体积较大的块体组合，增加的摩阻力与下滑力相比不是那么明显，因此安全系数增加较小。

对于左岸坝肩边坡，由于缓倾层面相对于岸坡是反倾的，左岸软弱带也是反倾的，同时没有其他不利结构面出露，故缺乏较大的整体滑动块体组合，比较可能的破坏模式是岩体的逐步变形破坏，可用弹塑性有限元等连续介质力学方法分析。

6 认识及结论

采用块体元法和拱梁分载法的耦合分析方法能够对拱坝 - 地基系统进行全面、准确和方便的计算。采用统一降低包围指定块体的所有结构面的强度参数，并构造优化函数自动搜索破坏临界点对应的降强度系数，可以得到该块体的强度储备安全系数。采用该方法对大花水拱坝的坝体应力和坝肩稳定进行了分析，分析结果表明：坝肩右岸边坡整体是稳定的，被陡崖削弱后仍有足够的抗力，左岸边坡没有被结构面切割出的滑动块体组合，在地基承载力满足的情况下，稳定性也是可以保证的。该耦合分析方法使用简便，可应用到分析拱坝坝肩稳定状况的其他工程中。

参考文献(References):

[1] 陈伟, 李世海. 允许变形及断裂的三维离散元计算方法[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(4): 545 - 549.(Chen Wei, Li Shihai. Deformable and reputable block model for 3D distinct element method[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 23(4): 545 - 549.(in Chinese))

[2] Chen S H. A new development in elasto-viscoplastic block theory of rock masses[A]. In : Computer Methods and Advances in Geomechanics[C]. West Virginia, USA: A. A. Balkema, 1994. 2 235 - 2 240.

[3] 陈胜宏, 汪卫明, 邹丽春. 岩石边坡开挖及加固分析的弹粘塑性块体元方法[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(7): 953 - 958. (Chen Shenghong, Wang Weiming, Zou Lichun. Elasto-viscoplastic block element method for excavation and reinforcement of rock slope[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2002, 21(7): 953 - 958.(in Chinese))

[4] 汪卫明, 陈胜宏. 岩体的三维弹粘塑性阶谱块体单元法[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, 22(4): 525 - 531. (Wang Weiming, Chen Shenghong. 3D elasto-viscoplastic hierarchical block element method

- for rock mass[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2003, 22(4): 525 - 531.(in Chinese))
- [5] 任青文, 余天堂. 边坡稳定的块体单元法分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2001, 20(1): 20 - 24.(Ren Qingwen, Yu Tiantang. Slope stability analysis with block element method[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2001, 20(1): 20 - 24.(in Chinese))
- [6] 王如路, 陈乃明, 刘宝琛. 三维块体不连续变形分析理论简析[J]. 岩石力学与工程学报, 1996, 15(3): 219 - 224.(Wang Rulu, Chen Naiming, Liu Baochen. Study on the theory of three-dimensional block discontinuous deformation analysis[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 1996, 15(3): 219 - 224.(in Chinese))
- [7] Xu M Y, Chen S H. The improved load-distribution method of arch dam considering the interaction between foundation and dam exactly[A]. In: Proceedings of the 10th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics[C]. 2001. 1 641 - 1 644.
- [8] 徐明毅, 汪卫明, 陈胜宏. 一种新板壳单元在拱坝应力分析中的应用[J]. 湖北水力发电, 2001, 1(1): 12 - 15.(Xu Mingyi, Wang Weiming, Chen Shenghong. New shell element for arch dam stress analysis[J]. Hubei Water Power, 2001, 1(1): 12 - 15. (in Chinese))
- [9] 陈胜宏. 高坝复杂岩石地基及岩石高边坡稳定分析[M]. 北京: 水利水电出版社, 2001.(Chen Shenghong. Stability Analysis of Complicated Rock Foundation and High Rock Slope[M]. Beijing: China Water Power Press, 2001.(in Chinese))
- [10] 徐明毅, 汪卫明, 陈胜宏. 岩石边坡的危险滑动块体组合研究[J]. 岩土力学, 2000, 21(2): 148 - 151.(Xu Mingyi, Wang Weiming, Chen Shenghong. Research on the dangerous sliding-block combination of rock slopes[J]. Rock and Soil Mechanics, 2000, 21(2): 148 - 151.(in Chinese))