

文章编号: 1000—7598 (2010)增刊 2—0254—07

大型地下洞室群关键块体地震响应分析

朱泽奇, 盛 谦, 冷先伦, 朱付广

(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, 武汉 430071)

摘 要: 基于块体理论, 针对地下厂房围岩中的关键块体, 采用 Newmark 法进行了地震响应特征和稳定性评价方法的研究, 研究表明, 三向地震荷载组合作用下, 在块体上引起的数值较大、作用时间很短的惯性力是关键块体产生永久位移的根本原因。块体在不同烈度地震荷载作用下其响应特征不只发生量的变化, 还有运动规律、模式方面的变化。研究还发现, 关键块体地震响应特征与其几何特征存在一定的相关性, 并由此建立了大型地下洞室群围岩地震稳定分析的多因素、多指标评判方法。最后考虑结构面的退化效应, 研究了块体地震响应特征关于结构面强度参数的敏感性, 获得了一些有益的结论。

关 键 词: 关键块体; Newmark; 地震响应; 永久位移; 稳定性

中图分类号: TU 453.2

文献标识码: A

Study of seismic response of key block in large underground opening group

ZHU Ze-qi, SHENG Qian, LENG Xian-lun, ZHU Fu-guang

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

Abstract: Based on the block theory and Newmark sliding block method, seismic response and stability of key block in large underground opening group are studied. It is found that inertia force of the key block which acting with short time and large force leads to generation of permanent displacement under three-direction seismic loads, and seismic loads with different intensities cause the key block not only quantitative change of seismic response but also motion regularity and patterns. The result also shows that seismic response characteristics is related to the depth and volume of key blocks through statistic analysis; and seismic stability evaluation method considering multiple factor and indexes is established according to key blocks in large underground opening group. Finally, seismic response of the key block is studied considering cyclic degradation of structure plane strength; and some beneficial conclusions are drawn.

Key words: key block; Newmark; seismic response; permanent displacement; stability

1 引 言

岩质边坡滑动、坍塌和地下工程的垮塌是地震中常见的灾害, 特别是处于高山峡谷地区大跨度、高边墙、洞室纵横交叉的大型地下洞室群, 在地震作用下诱发引起的垮塌危害极大。当前常用的地下结构三维地震分析方法, 主要有在模型外边界施加各种人工透射边界解能量向无限远处辐射的波动分析方法, 以地下结构为主体, 围岩的作用通过相互作用力来求解的相互作用分析方法; 在数值计算方法上具体体现为有限元法、有限差分法、快速拉

格朗日元法、边界元法、离散元法、刚体弹簧元法、非连续变形分析方法、关键块理论、界面元法和流形元等^[1-2]。

关键块体是指在岩质边坡和地下工程中受到开挖影响或新的荷载作用, 开挖临空面上率先失稳的块体, 其稳定性在地下洞室的稳定性分析中至关重要。关键块体理论可用于对大型地下厂房洞室群的结构面和开挖面互相切割的块体进行稳定性研究^[3]。Chan^[4]将块体理论应用在岩石开挖工程选址及最佳设计方案中; Hoerger^[5]应用随机及确定性模型分析研究了地下开挖工程中的关键块体; 盛谦^[6]、

收稿日期: 2010-01-11

基金项目: 国家自然科学基金重大研究计划重点项目 (No. 90715042); 国家科技支撑计划 (No. 2006BAB04A06); “十一·五”国家科技支撑计划 (No. 2008BAB29B01-1) 资助。

第一作者简介: 朱泽奇, 男, 1980 年生, 博士, 助理研究员, 主要从事数值岩石力学与工程和围岩稳定性方面的研究工作。E-mail: zhuzeqi2005@tom.com

巨能攀等^[7]应用关键块体理论对三峡工程地下厂房定位块体、随机块体的稳定性进行了研究, 并将其应用于厂房轴线选择。目前常用的地震作用下块体的稳定分析方法以拟静力法为主, 即将地震力简化为一个恒定的静态荷载施加于块体上, 其大小与工程所处地区的潜在地震烈度有关, 虽然计算简单, 但确立地震附加力时对经验要求高, 且不能考虑块体的动态响应过程。Newmark 法是由 Newmark 于 1965 年提出的一种有限滑动位移法^[8], 将地震荷载考虑成随时间变化的动荷载, 通过荷载、加速度、速度和位移的关系求得下一时间步块体的滑动, 从而实现块体的动态响应全过程模拟。其基本思想表明, 永久位移是地震荷载作用下稳定性分析的主要参量之一, 随后, 国内外很多学者对该方法进行了改进^[9-10]或将其应用到地震荷载作用下岩质边坡平面滑动问题和楔形体滑动问题上^[11-13]。对于地下厂房中由结构面和高边墙、大跨度顶拱切割形成的关键块体, 其动力特性和稳定性目前研究较少。

本文基于关键块体理论, 针对某水电站地下洞室群中由断层面、节理面和开挖面互相切割的定位块体、半定位块体、随机块体, 采用 Newmark 有限滑动位移法对不同工况的地震荷载作用下的块体响应规律与稳定性评价方法进行了研究, 得到了一些有益的结论。

2 工程概况

某水电站坝址位于四川省大渡河中游上段雅安市石棉县境内。电站装机容量为 2 600 MW。引水发电建筑物由电站进水口、4 条压力管道、地下厂房、主变室、尾水调压室、2 条尾水洞等组成。地下厂房系统采用主副厂房、主变室、尾水调压室 3 大洞室平行布置。主厂房开挖尺寸为 206.00 m×30.80 m×73.78 m (长×宽×高)。主变室开挖尺寸为 144.00 m×18.80 m×25.10 m (长×宽×高)。尾水调压室长为 130.00 m, 净跨度为 20.50 m~24.00 m, 室高为 75.08 m。厂区岩体新鲜较完整, 呈块状-次块状结构, 岩块嵌合紧密, 较大规模的软弱结构面有 f_{57} , f_{58} , f_{59} 和 f_{60} 等断层和延伸较长的 β_6 , β_{80} , β_{81} 等辉绿岩脉穿过厂房洞群区。厂区裂隙 (V 级结构面) 优势产状大致有 5 组, 总体上以近 SN/E 向、近 EW/N (或 S) 向陡倾角结构面最为发育。

工程区位为 SN 向、NW 向和 NE 向多组断裂构造交汇部位, 区域地质构造及地震地质背景复杂, 新构造活动较强烈, 其区域构造稳定性对工程建设影响较大。水电站坝址 50 年超越概率 10% 基岩水

平向峰值加速度为 0.251 g, 相应地震基本烈度为 VIII 度。电站地震烈度危险性和基岩峰值加速度见表 1。

表 1 水电站烈度危险性表
Table 1 Seismic intensities of a hydropower station

周期	50 年超越概率/ %				100 年超越概率/ %
	63	10	5	2	2
PGA	61.5	251.7	336.4	404.3	557.5

注: PGA 为水平峰值加速度, 单位为 gal, 1gal=1cm/s/s。

3 关键块体分析

关键块体理论的核心是寻找关键块体, 其基本方法就是首先将结构面和开挖临空面看成空间平面, 将结构体看成凸体, 将各种作用荷载看成空间向量, 进而运用几何方法(拓扑学和集合论)研究在已知各空间平面的条件下, 岩体内将构成多少种块体类型及其可动性, 通过几何分析排除所有的无限块体及不可动块体。除了体积在 1 m^3 以下和自重情况下失稳的块体, 本文将开挖面上所有的可动块体视为关键块体, 并以此作为地下厂房块体地震响应分析的基础。作为具体分析手段, 应用全空间赤平投影进行直接作图求解。将地下厂房开挖过程中揭露的断层、岩脉和多组裂隙分别在不同方位的开挖面上按“正交设计”原则进行组合。根据每一种组合的结构面产状, 绘制结构面和厂房各开挖面全空间赤平投影图 (图 1), 由块体理论判别出各开挖面上的关键块体。块体编号中, “,” 以前的每个数值分别对应相应裂隙面, “,” 以后的数值表示开挖面。

以主厂房顶拱部位为例, 岩体中主要发育的 3 组裂隙: a_1 、 b_1 、 c_1 , 分析表明, 可以形成随机型关键块体, 其编号为“111, 0” (如图 1 所示), 体积为 80.31 m^3 , 埋深为 5.72 m; 开挖揭露的辉绿岩脉 β_{c3} 、

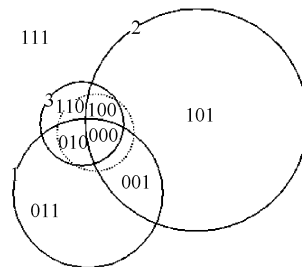


图 1 裂隙组合 $a_1b_1c_1$ 与顶拱全空间赤平投影图
Fig.1 Stereoprojection diagram for joints and free surfaces

β_{c4} 和 β_{c5} 可以组成定位型关键块体, 块体编号“100, 0”, 体积为 49.80 m^3 , 埋深为 15.0 m, “,” 后面的数值 0 表示厂房顶拱开挖面, 图 2 为其形象示意图。



图2 定位块体形象示意图
Fig.2 Schematic diagram of position block

针对水电站地下洞室群中3大洞室,即主厂房、主变室和尾水调压室中不同结构面组合进行关键块体分析,对相关计算结果进行整理统计。在统计中,对体积在 1 m^3 以下和自重情况下失稳的块体,因研究地震响应特征的需要和考虑到开挖过程中可以对这类块体通过清面加以处理,故不予考虑^[6]。图3为关键块体埋深分布统计直方图。由图可知,块体的埋深集中在 $5 \sim 7 \text{ m}$, 占总数的60%左右;埋深在 $7 \sim 10 \text{ m}$ 块体占总数23%;埋深大于 10 m 的较少,只有12%。由此可见,关键块体的埋深绝大部分都在 10 m 以内,综合分析围岩的一些现场测试成果如声波、钻孔弹模等,发现块体埋深这一分布规律比较符合围岩松动圈的评判与划分原则^[14-15]。对关键块体体积进行进一步统计,发现块体的体积一般都在 50 m^3 以下,占总数65%; $50 \sim 100 \text{ m}^3$ 比例为25%,少部分块体体积大于 100 m^3 ,只占总数的10%。

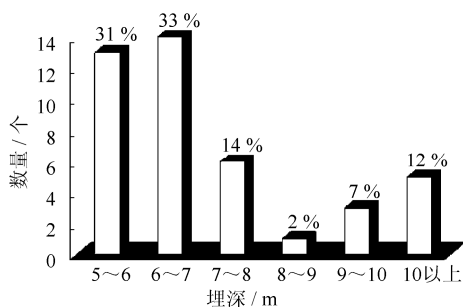


图3 关键块体埋深分布直方图
Fig.3 Histogram of depth distribution of key blocks

4 地震荷载

由于工程区域缺乏现有的实测地震波数据,研究汶川地震郫县走石山地震台记录,其断裂带和地质背景与该工程区有相似之处。利用低频滤波器将输入地震波时程中高频部分滤去,并经基线校正后得到如图4所示的地震加速度时程。根据工程地震学原理设定3种计算工况,分别对应50年超越概率63%和10%,100年超越概率2%的地震烈度。

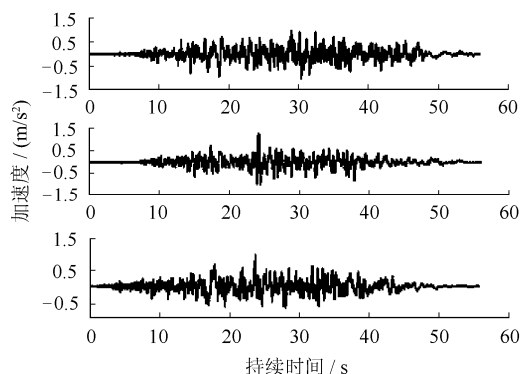


图4 汶川地震郫县走石山实测主震加速度时程
Fig.4 Measured time-history of seismic acceleration during Wenchuan earthquake

5 关键块体地震响应

5.1 地震响应特征

块体的运动模式有3种,即脱离岩体掉落或上托运动、沿单面滑动以及沿双面滑动。块体在不同的滑动模式下,其受力状况是不同的,从而其地震的动力响应也不相同。将地震荷载离散,时步间隔为 Δt ,依次将每个离散点3个方向地震力施加到关键块体上,计算其滑动模式、动力安全系数及永久位移等。

以岩脉 β_{80} 和裂隙组 a_1 、 b_1 、 c_1 在主厂房顶拱部位切割形成的编号为“1 011, 0”的关键块体为例,图5~7分别给出了在3种工况地震荷载作用下块体的加速度响应、动力安全系数和永久位移时程曲线。从图中可以看出,块体获取惯性加速度与其安全系数降低及产生滑动位移在时间上完全对应。当块体没有获取惯性加速度时,安全系数只在某个数值范围上下波动,块体不会产生永久位移;当块体一旦获得加速度响应,只要引起的惯性力足够大而使安全系数在很短的时间内小于1甚至跌落至0,则相应地会引起块体产生永久变形。图5表明,加速度响应只是在很短的时间内产生,当瞬时加速度减小至0时,位移又将停止,如果地震荷载较小,例如工况1,由于滑面上静剪切力的制约,在块体上引起的加速度响应始终为0,直接导致了最终永久位移也为0。因此,在三向加速度组合作用下,在块体上产生数值较大、作用时间很短的惯性力(加速度)是关键块体产生永久位移的根本原因。

通过3种工况地震作用的对比,如图7所示,对于关键块体存在一个临界地震荷载阈值,只有超越这一临界值,块体才会产生永久位移。计算中同时发现,块体在地震动动力响应过程中,其运动模式

也会发生变化。受惯性力作用方向影响,块体会反复出现单面滑动和双面滑动现象。另外,加速度时程可以较好地表征块体的运动状态,如图5所示,块体在工况2地震荷载作用下,最大瞬时加速度约为0.1 g,而在工况3作用下,最大瞬时加速度约为0.3 g,而且峰值加速度出现的时间也发生了跃迁,这就表明,块体在不同烈度地震荷载作用下其响应特征不只发生量的变化,还有运动规律、模式方面的变化。

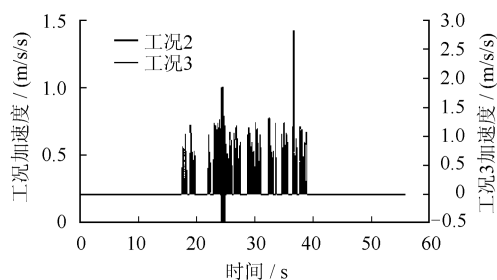


图5 关键块体加速度响应时程

Fig.5 Time-acceleration curves of the key block

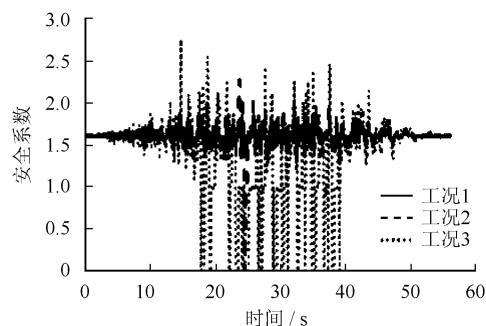


图6 关键块体安全系数响应时程

Fig.6 Time-safety factor curves of the key block

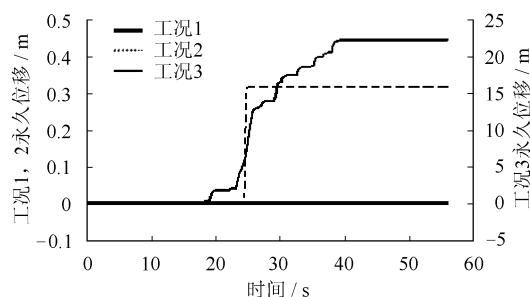


图7 关键块体永久位移响应时程

Fig.7 Time-permanent displacement curves of the key block

为了进一步研究关键块体地震响应特征与块体几何特征的关系,基于以上计算成果对块体永久位移和安全系数与块体埋深、体积等几何特征指标的关系进行了统计分析。图8、9分别为地下厂房3大洞室所有关键块体在工况3地震荷载作用下的永久位移、动力安全系数与块体埋深的气泡分布图,

气泡面积表征块体体积相对大小。

图8中所有永久位移超过20 m的关键块体均分布在埋深5~10 m,且体积均小于30 m³(永久位移达到百米级的块体很少,未列入统计);图9中所有安全系数小于5的关键块体同样均分布在埋深5~10 m,但块体安全系数与块体体积关系不明显。从图8、9可以看出,块体几何特征及地震稳定评价指标之间存在一定的相关性,动力安全系数较小,所获永久位移较大的关键块体一般在围岩中埋深较浅、体积较小。这一点在地下厂房围岩抗震设计中应引起足够重视。

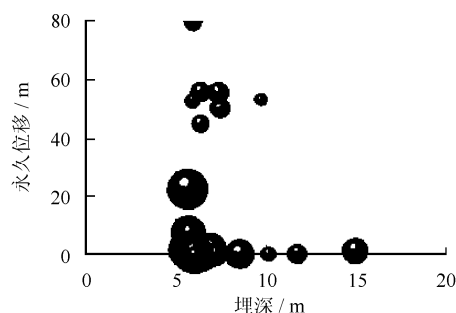


图8 关键块体永久位移与埋深、体积气泡统计图

Fig.8 Statistic diagram of the relation of permanent displacement and depth, volume of key blocks

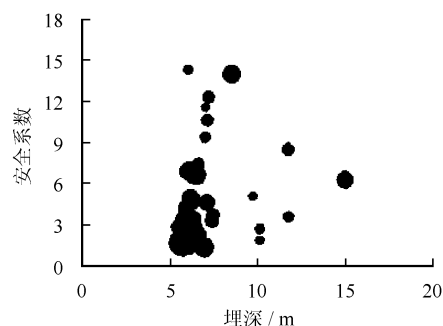


图9 关键块体安全系数与埋深、体积气泡统计图

Fig.9 Statistic diagram of the relation of safety factor and depth, volume of key blocks

5.2 地震稳定性评价

块体稳定与否主要取决于地震时引起的变形,图10给出了3种工况地震荷载作用下关键块体产生的永久位移统计直方图,从图中可以看出,随地震烈度加强,不发生滑动的关键块体显著减少,发生滑动的块体其永久位移也明显增大。关键块体在地震荷载作用下,其运动模式也会发生变化,对3种工况地震荷载作用下块体的最终运动模式进行统计分析,如图11所示,随地震烈度加强,关键块体运动模式趋向于由双面滑动转变为单面滑动,且在统计分析中发现,所有块体在地震荷载作用下均没有发生脱岩运动,在双面或单面滑动模式下永久位移

可达百米级甚至更大,这是由于 Newmark 法在计算永久位移时无法考虑滑面的有效面积和滑块的运动受空间范围限制,计算中有的块体永久位移达到百米级是基于一种理想状态得到的。因此,笔者认为,当永久变形超出块体的埋深范围时,关键块体即发生脱落,属于不稳定块体。对于块体永久变形小于埋深的情况,需综合考虑关键块体安全系数,及其几何特征对地震稳定的影响,根据规范要求^[16],围岩稳定安全系数对于重要工程规定为 1.8,即当安全系数小于 1.8 且块体埋深较浅或体积较小则该块体也可判定为不稳定。

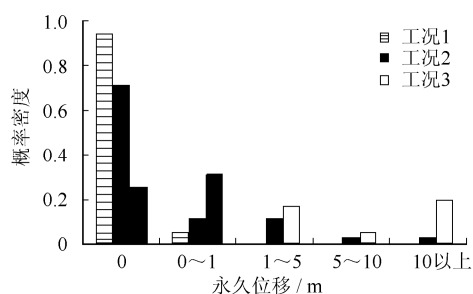


图 10 关键块体永久位移统计直方图

Fig.10 Histogram of permanent displacements of key block

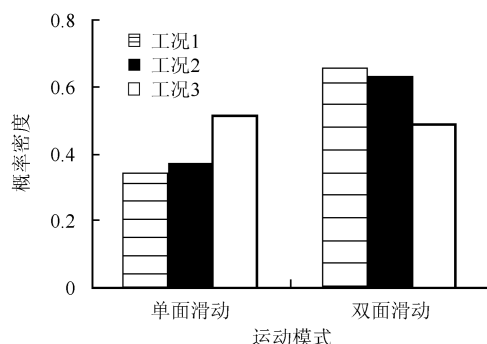


图 11 关键块体运动模式统计直方图

Fig.11 Histogram of motion patterns of key block

基于以上认识,对水电站地下洞室群中 3 大洞室中的所有关键块体进行地震稳定统计分析。表 2 列出了不同工况作用下不同块体类型、不同埋深范围的关键块体稳定百分比,初步建立大型地下洞室群围岩地震稳定分析的多因素、多指标评判方法。从表 2 中可以看出,地震荷载对于随机块体的影响要高于定位、半定位块体;对埋深较小的块体影响高于埋深较大的块体,特别是文中研究的水电站地下厂房,其埋深超过 10 m 的关键块体即使在本区 100 年超越概率 2%地震荷载作用下仍然保持稳定。这对该水电站地下厂房抗震支护设计可以提供较好的参考作用;另外,块体的地震稳定性与块体体积

关系不大。

表 2 关键块体地震稳定性评价/%
Table 2 Seismic stability evaluation of key block

关键块体稳定性		工况 1	工况 2	工况 3
类型	随机	100	80.0	32.0
	定位、半定位	100	83.3	73.0
埋深	5~10 m	100	80.0	60.0
	大于 10 m	100	100.0	100.0
体积	小于 50 m ³	100	87.0	65.0
	大于 50 m ³	100	75.0	64.0
综合		100	83.0	66.7

6 结构面退化效应

大量的岩体动力试验发现,在循环荷载作用下结构面逐渐退化,不仅表现在岩体结构面地震屈服加速度有明显的累计位移和速率效应,还表现在其结构面粗糙度的降低,起伏角逐渐退化^[17]。而块体受结构面切割而成,因此,结构面退化会直接影响关键块体的动力安全及地震永久位移。本文对反映结构面强度特性的黏聚力 c 和摩擦角 φ 进行了参数敏感性的地震动力分析。依据现场试验资料,结构面 c 取 0.1 MPa, φ 取 30°,以工况 2 中的地震波作为输入条件,以前文中的“1 011, 0”关键块体为研究对象,进行了 2 组计算方案设计,一组保持 c 不变, φ 逐渐退化;另一组反之,以此研究 c 、 φ 对块体地震稳定性的影响。

图 12、13 分别为 c 、 φ 值对块体永久位移、安全系数的影响曲线。图 12 中随 c 值降低,块体永久位移迅速增大,发生脱岩运动,安全系数快速降低至小于 1;图 13 中随 φ 值降低,块体永久位移增加缓慢,安全系数逐渐降低但始终大于 1,且二者与结构面摩擦角表现为线性关系;总的来说,结构面 c 值对块体地震响应的影响要远远高于 φ 值。

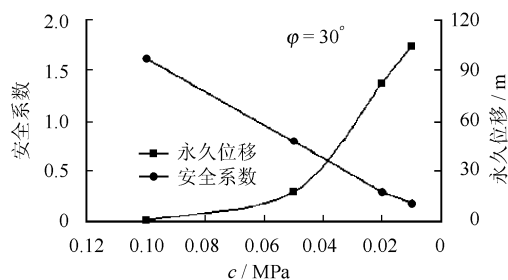


图 12 永久位移、安全系数与 c 值关系

Fig.12 The relations among permanent displacement, safety factor and cohesion

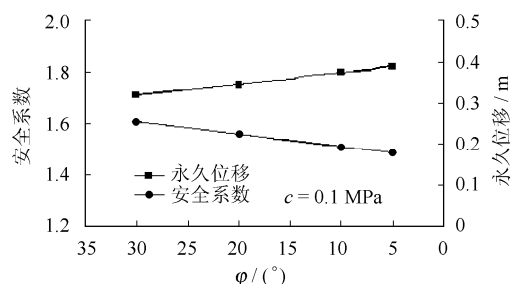


图 13 永久位移、安全系数与 ϕ 值关系

Fig.13 Relations among permanent displacement, safety factor and friction

Newmark 法中当平均加速度在可能滑动体中产生的惯性力大于滑动面上静剪切力的水平分量时, 块体产生滑动, 图 12、13 说明黏聚力是结构面上产生静剪切力的主要原因, 是块体地震响应的重要影响因素, 认识到这一点对于了解软弱结构面的抗震性能和进行地下岩体结构抗震设防有重要意义。

7 结 论

(1) 三向地震荷载组合作用下, 在块体上引起的数值较大、作用时间很短的惯性力(加速度)是关键块体产生永久位移的根本原因。块体在不同烈度地震荷载作用下其响应特征不只发生量的变化, 还有运动规律、模式方面的变化。

(2) 关键块体地震响应特征与其几何特征存在一定的相关性, 一般动力安全系数较小, 所获永久位移较大的关键块体大多在围岩中埋深较浅、体积较小。

(3) 基于关键块体地震响应特征与几何特征统计分析, 建立了大型地下洞室群围岩地震稳定分析的多因素、多指标评判方法。研究表明: 地震荷载对于随机块体的影响要高于定位、半定位块体; 对埋深较小的块体影响高于埋深较大的块体; 块体的地震稳定性与块体体积关系不大。

(4) 进行了考虑结构面退化效应的关键块体地震响应分析, 结果表明: 结构面 c 值对块体地震响应的影响要远远高于 ϕ 值, 说明黏聚力是结构面上产生静剪切力的主要原因, 是块体地震响应的重要影响因素。

参 考 文 献

- [1] 刘锦华, 吕祖晰. 块体理论在工程岩体稳定分析中的应用[M]. 北京: 水利电力出版社, 1986.
- [2] 陈健云, 胡志强, 林皋. 大型地下结构三维地震响应特点研究[J]. 大连理工大学学报, 2003, 43(3): 344—348.

CHEN Jian-yun, HU Zhi-qiang, LIN Gao. Study of 3-D seismic response characteristics of large underground structures[J]. **Journal of Dalian University of Technology**, 2003, 43(3): 344—348.

- [3] 王明华, 杨良策, 刘汉超, 等. 大型地下洞室顶板稳定性的岩体结构控制效应[J]. 岩土力学, 2003, 24(3): 484—487.
- WANG Ming-hua, YANG Liang-ce, LIU Han-chao, et al. Control effect of rock mass structure on stability of top slab for large underground cavern[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2003, 24(3): 484—487.
- [4] CHAN L. Application of block theory and simulation techniques to optimum design of rock excavation[D]. Michigan: Michigan Technological University, 1986.
- [5] HOERGER S. Probabilistic and Deterministic key block analyses for excavation design[D]. Michigan: Michigan Technological University, 1988.
- [6] 盛谦, 黄正加, 郭爱清. 三峡工程地下厂房随机块体稳定性分析[J]. 岩土力学, 2002, (6): 82—84, 88.
- SHENG Qian, HUANG Zheng-jia, WU Ai-qing. Stability analysis for random key block of underground power house of Three Gorges Project[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2002, (6): 82—84, 88.
- [7] 巨能攀, 黄润秋, 许模, 等. 某水电站地下洞室随机块体稳定性评价及系统锚固设计[J]. 工程地质学报, 2004, 2: 97—103.
- JU Neng-pan, HUANG Run-qiu, XU Mo, et al. Stability evaluation of random blocks and design of systematic anchoring for the underground caverns in a hydropower station[J]. **Journal of Engineering Geology**, 2004, 2: 97—103.
- [8] NEWMARK N M. Effects of earthquakes on dams and embankments[J]. **Geotechnique**, 1965, 15(2): 139—160.
- [9] SEED H B. Consideration in the earthquake design of earth and rockfill dams[J]. **Geotechnique**, 1979, 29(3): 215—263.
- [10] MAKDISI F I, SEED H B. Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake induced deformations[J]. **Journal of Geotechnical Engineering, ASCE** 1978, 104(GT7): 849—867.
- [11] 刘汉东. 考虑地震历时影响的岩质边坡楔体稳定性分析与计算[J]. 华北水利水电学院学报, 1991, 4: 35—40.