

变径洞室超前支护开挖模拟与分析

许宏发, 江 淼, 王发军, 徐诗杰, 王德荣

(解放军理工大学 工程兵工程学院, 南京 210007)

摘 要: 变径洞室开挖稳定性是地下工程重要的研究课题之一。尤其在围岩软弱的环境下, 从小截面向大截面洞室开挖的过程中, 会给施工带来很多安全方面的难题。通过有限差分数值分析方法研究了变径洞室的开挖稳定性, 分析了拱部小导管超前注浆支护与非超前支护两种施工方法对工程的影响。计算结果表明, 由小截面向大截面洞室开挖, 不稳定性因素增加, 超前小导管注浆支护能够显著提高围岩的稳定性, 明显减少了洞室的变形和塑性区, 避免了软弱围岩开挖中塌方现象的产生。研究成果对洞室施工具有指导意义。

关 键 词: 软弱围岩; 变径洞室; 超前支护; 稳定性

中图分类号: TU 93

文献标识码: A

Simulation and analysis of excavation of variable cross-section cavern with advanced support

XU Hong-fa, JIANG Miao, WANG Fa-jun, XU Shi-jie, WANG De-rong

(Engineering Institute of Engineering Corps, PLA University of Science and Technology, Nanjing 210007, China)

Abstract: The stability of excavating the variable cross-sections cavern is one of the important research topics about the underground engineering. Particularly for weak surrounding rockmass, it may bring insecurity and instability to excavate the cavern from the small sectional-section to the big. By means of the numerical analysis of finite difference, the stability of excavating variable cross-sections cavern was studied; and effects of two construction methods about the advanced support using the ductule grouting or without the advanced support on the engineering were analyzed. The results showed that it's more unstable when excavating the cavern from the small cross-section to the big; and the advanced support can considerably improve the stability of the surrounding rocks and reduce the deformation of the cavern, and also avoid the collapse of cavern excavating in weak rock. The results are the some meanings for the construction of similar caverns.

Key words: weak surrounding rockmass; variable cross-sections cavern; advanced support; stability

1 前 言

某地下工程处于软弱破碎围岩中, 且洞室变径大, 小的洞室净尺寸为 $2.1\text{ m} \times 3.5\text{ m}$, 大的洞室净尺寸达 $9.1\text{ m} \times 8.4\text{ m}$ 。这些对洞室的开挖带来了较大的难度。由于围岩软弱, 当从小洞扩挖到大洞时, 施工难度较大, 容易发生塌方事故。因此本文主要研究从相对较小洞室(毛洞 $4.4\text{ m} \times 5.2\text{ m}$)到相对较大洞室(毛洞 $6.6\text{ m} \times 7.1\text{ m}$)的开挖方案研究, 并研究较大洞室(毛洞 $6.6\text{ m} \times 7.1\text{ m}$)的变形特征。研究成果对于工程施工有很好的指导意义。

常见的分析方法有弹塑性理论分析方法^[1-2]、有限元分析方法^[3]、离散元法和快速拉格朗日分析

方法^[4-5]等。李珂等^[6]在不考虑支护反力的条件下将弹塑性应力半径作为变量, 分析秦岭 I 号隧道弹塑性区应力随半径的变化规律。肖明等^[7]采用隐含锚杆柱单元的三维有限元和混凝土喷锚支护的三维数值计算方法, 对复杂的地下泄洪隧洞的开挖和支护进行了分析, 提出了洞室结构的加固措施。王刚等^[8]对节理面附近锚杆的变形特点将断裂损伤计算结果与 FLAC3D 一般弹塑性计算结果进行了对比分析, 从而验证了模型的有效性和优越性。王涛等^[9]利用 3DEC 内嵌语言 FISH, 与 3D GIS 相结合, 对地下洞室围岩稳定性进行了研究。

FLAC (三维快速拉格朗日法)^[4-5]是一种基于三维显式有限差分法的数值分析方法, 它将计算区

域划分为若干四面体单元, 每个单元在给定的边界条件下遵循指定的线性或非线性本构关系, 非常适合于模拟大变形问题。本文结合工程特点, 采用 FLAC3D 进行了数值模拟, 其包含的岩土模型比较丰富, 可以模拟开挖、弹性变形、塑性变形、破坏、超前支护、初次支护等岩体破坏现象和开挖、支护等施工过程。

2 模型建立

2.1 洞室开挖步骤

开挖进程: 先开挖小洞室 (毛洞 $4.4\text{ m} \times 5.2\text{ m}$), 再扩挖到大洞室 (毛洞 $6.6\text{ m} \times 7.1\text{ m}$), 然后再开挖一段洞室 (毛洞 $4.4\text{ m} \times 5.2\text{ m}$)。

开挖方案: 小洞室采用全断面一次开挖; 大洞室采用台阶开挖, 先开挖拱部岩体, 再开挖下部岩体。

支护方案: 拱部采用小导管超前注浆支护^[6], 稳定拱部岩体; 一段开挖完成后及时采取格栅+钢筋网+喷射混凝土初次支护。

开挖步骤为: 小洞拱部超前支护一段 (为模拟计算方便, 假设为 10 m) → 全断面开挖小洞一段 (为模拟计算方便, 假设为 4 m) → 开挖段毛洞初次支护 (4 m) → 再向前开挖一段小洞 (4 m) → ... → 开挖大洞拱部岩体一段 (为模拟计算方便, 假设为 4 m) → 大洞拱部超前支护一段 (为模拟计算方便, 假设为 10 m) → 大洞拱部初次支护 → 开挖大洞下部岩体 → 开挖大洞下一段拱部岩体 → ... 开挖示意图如图 1 所示, 图中①②③...为开挖顺序。

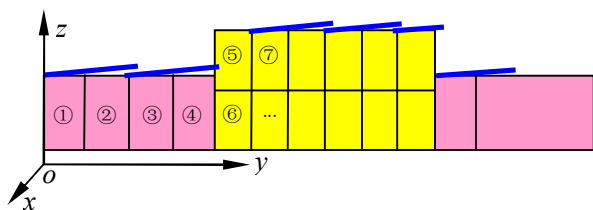


图 1 洞室模拟开挖步骤

Fig.1 Simulation of excavating steps of the cavern

2.2 几何模型建立

由于洞室关于过中心的竖直平面对称, 故取一半来模拟。取洞室总长度为 50 m , 围岩的计算范围: 洞室地板以下 30 m , 洞室地板以上 40 m , 洞轴线右侧 30 m , 最终形成一个 $30\text{ m} \times 50\text{ m} \times 70\text{ m}$ 的计算模型。本次计算共划分了 $15\,375$ 个单元, $16\,900$ 个节点。洞室的几何模型及网格划分如图 2 所示。

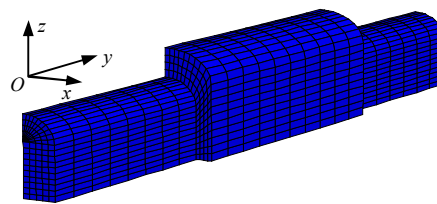


图 2 洞室几何模型及网格划分

Fig.2 Geometric model and mesh generation of cavern

2.3 边界条件设定

根据实际情况和对称性, 本次计算模型中, 边界条件采用模型周边侧向约束, 不允许水平方向位移, 底面约束铅直方向变形, 均采用可动滚轴支座边界条件。上表面为自由边界。

原岩应力场采用自重应力场, 并在上表面加一面力 (1 MPa), 模拟山体高度。模拟计算得到自重应力场, 最大自重应力场为 2.47 MPa , 与实测原岩应力场基本一致。

2.4 力学模型设定

岩体采用弹塑性理论计算, 强度准则采用 Mohr-Coulomb 准则, 大变形计算模式。实际超前支护是采用的超前小导管注浆加固围岩, 在洞室拱部开挖面以上形成了一个加固拱圈, 使这部分岩体的强度得到提高。模拟计算中, 采用超前壳结构单元 (shell) 进行模拟。开挖采用空单元 (null) 进行模拟。实际初次支护采取格栅+钢筋网+喷射混凝土, 这种支护形式与围岩密贴, 与围岩之间一般不产生滑移, 因此初次支护采用壳结构单元 (shell) 进行模拟。

2.5 物理力学参数

根据本课题自然进洞法对口部岩体参数的确定的简化方法的研究, 再根据工程地质条件 (V 级围岩), 确定岩体的物理力学参数^[1]见表 1。超前支护和初次喷射混凝土支护参数的选定, 见表 1。

表 1 物理力学参数表

Table 1 Physico-mechanical parameters of rock and supports

材料	c /kPa	ϕ /(°)	γ /(kN/m ³)	E /GPa	厚度 /m	μ
岩体	140	24.5	22	0.93e9		0.355
超前支护 (注浆体)			25	15	0.15	0.280
初次支护			25	25	0.20	0.250

3 计算结果及分析

3.1 超前支护作用效应分析

为比较超前支护对洞室开挖塑性区及拱顶最大沉降位移的影响及作用效果, 采用数值模拟计算了两种方案: 方案 A (加超前支护): 拱部采用小导管

超前注浆支护, 稳定拱部岩体; 一段开挖完成后, 及时采取格栅+钢筋网+喷射混凝土初次支护; 小洞室采用全断面一次开挖; 大洞室采用台阶开挖, 先开挖拱部岩体, 再开挖下部岩体; 每次开挖 4 m。方案 B (无超前支护): 一段开挖完成后, 及时采取格栅+钢筋网+喷射混凝土初次支护; 小洞室采用全断面一次开挖; 大洞室采用台阶开挖, 先开挖拱部岩体, 再开挖下部岩体; 每次开挖 4 m。开挖进程: 先开挖小洞室 16 m, 再扩挖到大洞室 20 m, 然后再开挖一段小洞室 4 m。对两种方案分别采用模拟计算。图 3、4 分别为方案 A 和方案 B 最终开挖支护完毕后(总共 40 m)塑性区的范围。表 2 为开挖不同阶段所产生的塑性区数量及拱顶最大沉降位移。

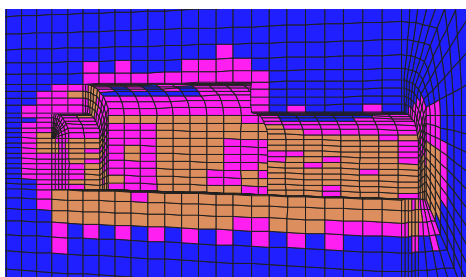


图 3 方案 A 开挖完毕后塑性区范围
Fig.3 Plastic zones after case A

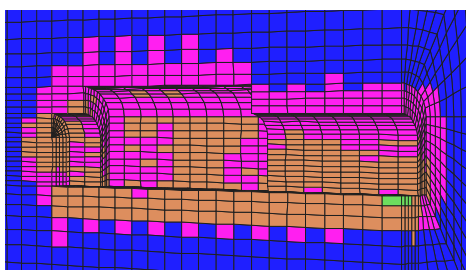


图 4 方案 B 开挖完毕后塑性区范围
Fig.4 Plastic zones after case B

表 2 塑性区单元数及拱顶最大沉降
Table 2 Plastic elements amounts and maximum settlements on crowns

洞型	施工 进程 y/m	塑性区单元总数/个		增加百 分比/%	拱顶最大沉降位移/m		增加百 分比/%
		方案 A	方案 B		方案 A	方案 B	
大洞		456	539	18.20	-0.006 86	-0.014 59	112.62
	4-8	680	835	22.79	-0.008 06	-0.015 53	92.78
	8-12	903	1 113	23.26	-0.008 63	-0.016 05	86.00
	12-16	1 104	1 395	26.36	-0.008 75	-0.016 26	85.91
	16-20	1 563	1 767	13.05	-0.009 24	-0.016 67	80.43
	20-24	1 767	2 010	13.75	-0.009 53	-0.016 96	77.95
	24-28	1 980	2 241	13.18	-0.010 63	-0.017 19	61.71
	28-32	2 167	2 473	14.12	-0.011 53	-0.017 39	50.82
	32-36	2 366	2 710	14.54	-0.012 05	-0.017 57	45.81
	36-40	2 565	2 944	14.78	-0.012 37	-0.017 65	42.68
小洞							

注: 因为 $y=16\sim 20$ m 为大洞初始开挖段, 未加超前支护, 所以表中方案 A 拱顶最大沉降位移未把 16~20 m 段数值计算在内。

通过比较图 3、4 和表 2 可以看出, (1) 加超前支护开挖(方案 A), 拱顶塑性区明显减小, 开挖小洞 16 m 只有很少的塑性区, 大部分仍处于弹性状态。只在扩挖大洞第一开挖段时, 由于无法施加超前支护, 而出现了少量塑性区, 塑性区厚度(加超前支护段)最大为 1.484 m。这种施工方法顶板稳定性好, 安全性高。(2) 不加超前支护开挖(方案 B), 拱顶出现了明显的塑性区, 小洞顶板塑性区最大厚度 3.384 mm, 大洞顶板塑性区最大厚度为 3.454 mm, 对开挖的稳定性产生了较大的影响, 须特别注意施工安全。(3) 拱部采用小导管超前注浆支护对底板围岩塑性区控制作用不大, 两个方案底板塑性区分布几乎相同。最大塑性区厚度达 4.288 m。表明施工时, 除了应注意顶板稳定性外, 还要特别关注底板的稳定性。当围岩条件较差时, 应及时施作仰拱。(4) 拱部采用小导管超前注浆支护产生的塑性区单元数量要比不加超强支护的少很多, 方案 B 比方案 A 的塑性区单元数量增加了 13.18%~26.36%。(5) 从拱顶最大沉降位移来看, 不加超前支护产生的拱顶最大沉降位移比超前支护增加了 42.18%~112.62%。

以上分析说明, 在洞室的开挖掘进过程中, 拱部采用小导管超前注浆支护的作用效果相对无超前支护十分明显, 可以有效地减少拱部的塑性区数量, 控制拱顶最大沉降位移, 对软弱围岩条件下洞室开挖十分有利, 增加了施工的安全。

3.2 扩挖大洞稳定性分析

采用开挖方案 A, 小洞室 16 m 开挖完毕后, 开始大洞室的开挖, 每次开挖 4 m, 开挖 5 次, 共 20 m。图 5 为大洞室开挖 20 m 支护完毕后的塑性区分布图, 图 6 为大洞室开挖完毕后拱顶轴线沉降位移曲线图, 图 7 为大洞室开挖完毕后侧墙水平位移曲线图。

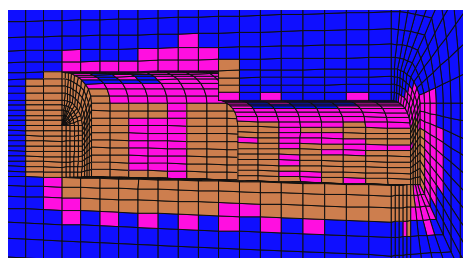


图 5 大洞室开挖 20 m 支护完毕后的塑性区分布图
Fig.5 Plastic zones after excavate 20 m along big cavern

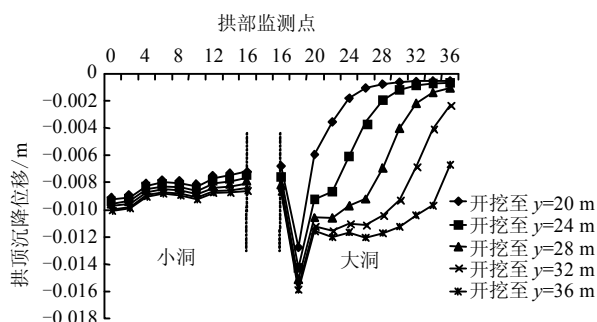


图 6 大洞室开挖拱顶沉降位移分布曲线图

Fig.6 Curves of the crown settlements on big cavern

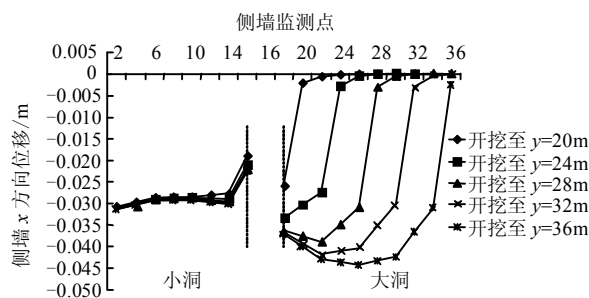


图 7 大洞室开挖侧墙水平位移分布曲线图

Fig.7 Curves of the side wall displacements on big cavern

由图 5~7 可以看出, 开挖大洞室第一段 (4 m) 时, 由于无法进行超前支护, 顶板塑性区和沉降最大, 最大塑性区厚度达到 2.389 m, 最大沉降达 12.77 mm。对开挖稳定性产生了不利的影响, 应引起施工时加以重视, 小进尺, 弱爆破, 及时喷锚支护; 大洞室开挖过程中, 在掌子面、侧墙及底板处也产生了较大的塑性区最大厚度达 4.00 m。因此, 及时进行初次支护十分必要。如果岩体十分破碎, 可对前部围岩进行注浆加固; 随着大洞室开挖的进行, 拱顶和侧墙位移变化明显, 拱顶最大沉降从 12.77 mm→14.26 mm→15.13 mm→15.64 mm→15.93 mm, 侧向位移从 25.42 mm→33.32 mm→38.86 mm→41.72 mm→44.14 mm。说明后续开挖对已开挖段的位移有较大影响, 应引起施工时注意, 必要时加强监测, 及时调整支护参数。

3.3 洞顶、侧墙和底板位移特征分析

采用方案 A 即拱部采用小导管超前注浆支护, 采用数值模拟计算, 记录洞室每开挖 4 m 支护完毕后的拱顶、侧墙和底板位移值, 见图 8~10。由图可以看出, ①洞室每开挖一进尺 (4 m), 从掌子面处开始位移逐渐增大, 开始增大较快, 距离掌子面越远位移增速较小。顶板沉降大于 6 m 时, 位移增速变小; 侧墙水平位移时, 大于 6 m 位移增速

变小; 底板隆起位移大于 4 m, 位移增速变小。②在变截面部位, 顶板沉降突然增大, 应引起重视。③小洞拱顶最大沉降位移和侧墙水平方向最大位移都出现在口部 $y=0$ m 处, 最大值分别为 10.24 mm、31.37 mm; 底板涌起最大位移都出现在口部 $y=10$ m 处, 其值为 23.54 mm。④大洞拱顶最大沉降位移出现在 $y=18$ m 处, 其值为 15.64 mm; 大洞侧墙水平方向最大位移出现在 $y=30$ m 处, 其值为 42.35 mm; 大洞底板涌起最大位移都出现在口部 $y=26$ m 处, 其值为 23.15 mm。⑤开挖进度对已开挖段的位移产生一定的影响, 越靠近掌子面影响越大, 远离掌子面影响越小。由表可以看出影响程度。

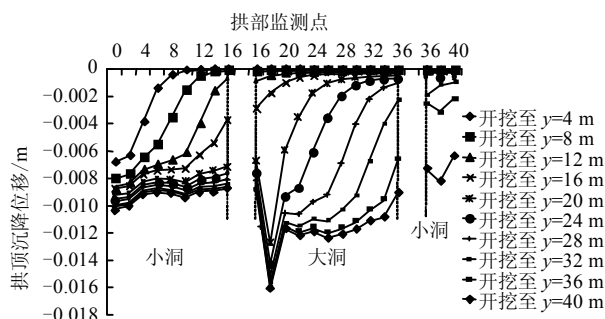


图 8 拱顶沉降位移图

Fig.8 Curves of the crown settlements

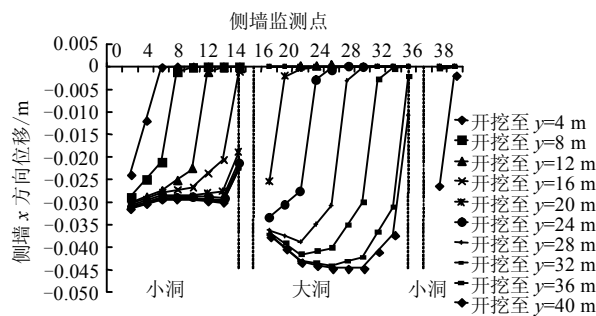


图 9 侧墙水平方向位移图

Fig.9 Curves of the side wall displacements

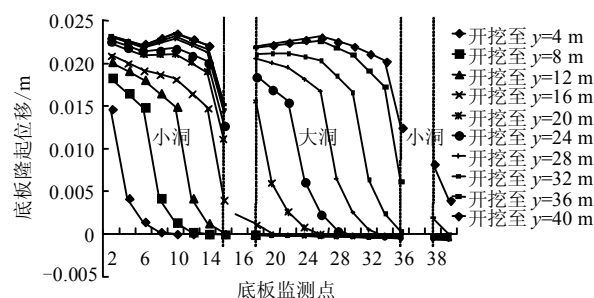


图 10 底板隆起位移图

Fig.10 Curves of the floor-heave displacements

以开挖进度 16 m 为例,开挖 16 m 后 $y=0$ m 处拱顶沉降增加了 0.117 mm, $y=2$ m 处拱顶沉降增加了 0.170 mm, $y=4$ m 处拱顶沉降增加了 0.279 mm, $y=6$ m 处拱顶沉降增加了 0.384 mm, $y=8$ m 处拱顶沉降增加了 0.644 mm, $y=10$ m 处拱顶沉降增加了 1.031 mm, $y=12$ m 处拱顶沉降增加了 2.263 mm。开挖过程中距掌子面越远,洞室的位移变化受开挖的影响越小。开挖段附近的位移会发生突变。因此,施工过程中在开挖完毕后,应及时地采取支护措施。

表 3 拱顶沉降位移增加量与开挖进度关系表
Table 3 Relationships between increment amount of the crown settlement and the process of excavation

开挖 进程 y/m	不同轴向距离 y (m) 拱顶沉降位移增加量 /mm								
	0	2	4	6	8	10	12	14	16
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	1.194	1.396	2.622	0	0	0	0	0	0
12	0.573	0.639	0.899	1.439	3.085	0	0	0	0
16	0.117	0.170	0.279	0.384	0.644	1.031	2.263	0	0
20	0.493	0.499	0.504	0.585	0.704	1.001	1.377	2.058	3.429
24	0.292	0.286	0.276	0.284	0.305	0.342	0.403	0.447	0.466
28	0.182	0.182	0.192	0.206	0.215	0.241	0.300	0.370	0.446
32	0.252	0.250	0.241	0.239	0.245	0.245	0.244	0.285	0.335
36	0.115	0.112	0.121	0.127	0.134	0.153	0.169	0.185	0.207
40	0.160	0.160	0.168	0.173	0.174	0.173	0.172	0.166	0.164

4 结 论

(1) 在变径洞室的开挖施工中,采用拱部小导管超前注浆支护将有效的减少拱部的塑性区数量,控制拱顶最大沉降位移,对软弱围岩条件下洞室开挖十分有利,增加了施工的安全性。

(2) 大截面洞室开挖过程中第一段由于无法超前支护导致顶板塑性区和沉降最大,施工时应小进尺,弱爆破,及时喷锚支护。

(3) 后续开挖对已开挖段的变形有较大影响,施工过程中应加强监测,及时调整支护参数。施工完后要及时采取支护措施。

参 考 文 献

- [1] 郑颖人, 沈珠江, 龚晓南. 岩土塑性力学原理[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- [2] 谷兆祺. 地下洞室工程[M]. 北京: 清华大学出版社, 1994.
- [3] 谢康和, 周健. 岩土工程有限元分析理论及应用[M]. 北京: 科学出版社, 2002.
- [4] ITASEA CONSULTING Group Inc. FLAC3D User Manuals (Version 2.1)[M]. Minneapolis Minnesota: Itasca Consulting Group Inc, 2002.
- [5] 刘波, 韩彦辉. FLAC 原理、实例与应用指南[M]. 北京: 人民交通出版社, 2003.
- [6] 李珂, 李晓辉, 范文. 秦岭 I 号隧道围岩压力的理想弹塑性分析[J]. 地球与环境, 2005, (增刊 1): 27—30.
LI Ke, LI Xiao-hui, FAN Wen. Unearthly elastic-plastic analysis of No. 1 Qinling tunnel's country rock pressure[J]. *Earth and Environment*, 2005, (Supp.1): 27—30.
- [7] 肖明, 叶超, 傅志浩. 地下隧洞开挖和支护的三维数值分析计算[J]. 岩土力学, 2007, 28(12): 5—9.
XIAO Ming, YE Chao, FU Zhi-hao. Three-dimensional numerical simulation and analysis of excavation and support in underground tunnel[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2007, 28(12): 5—9.
- [8] 王刚, 李术才, 王书刚. 节理岩体大型地下洞室群稳定性分析[J]. 岩土力学, 2008, 29(1): 51—55.
WANG Gang, LI Shu-cai, WANG Shu-gang. Stability analysis of huge underground cavern group in jointed rockmass[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2008, 29(1): 51—55.
- [9] 王涛, 陈晓玲, 杨建. 基于 3D GIS 和 3DEC 的地下洞室围岩稳定性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(19): 24—28.
WANG Tao, CHEN Xiao-ling, YANG Jiao. Study on stability of underground cavern based on 3dgis and 3DEC[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2005, 24(19): 24—28.