

文章编号: 1000-7598 (2009) 08-2431-06

江坪河水电站溢洪洞围岩稳定性仿真分析

吴家冠, 段亚辉

(武汉大学 水资源与水电工程科学国家重点实验室, 武汉 430072)

摘 要: 以江坪河水电站溢洪洞进口段为工程背景, 基于大型有限元分析软件 ANSYS, 模拟地质地形, 包括不同岩层、断层条件, 采用弹塑性有限元模型和 Drucker-Prager 屈服准则, 对溢洪洞施工全过程进行非线性数值仿真计算分析, 得到了不同岩层围岩的应力和位移分布规律。通过对位移、应力场, 特别是拉应力大小、深度的分析, 以及塑性区和点安全系数分布等的综合分析, 对溢洪洞进口段在开挖未支护和开挖后及时支护两种工况下的稳定性进行了评价。计算结果表明, 隧洞进口段围岩开挖未支护时, 洞顶下沉位移大, 有大面积塑性区和超过岩体抗拉深度的区域, 稳定性差。及时支护后, 洞顶塑性区和超过岩体抗拉深度的区域减小, 稳定性明显提高, 但 CK2 强风化层支护区的点安全系数略大于 1.0, 且内部仍有小于 1.0 的区域。因此, 建议 CK2 强风化层加强支护, 最好采取钢拱架强支护措施, 其结果为设计和施工提供了重要参考。

关 键 词: 溢洪洞; 围岩稳定; 弹塑性模型; 数值仿真

中图分类号: TU 457

文献标识码: A

Simulation analysis of stability of spillway tunnels of Jiangping River Hydropower Station

WU Jia-guan, DUAN Ya-hui

(State Key Laboratory of Water Resources and Hydropower Engineering Science, Wuhan University, Wuhan 430072, China)

Abstract: Taking the spillway tunnels for Jiangping River Hydropower Station as engineering background, their stabilities in the construction period are analyzed by using large-scale finite element analysis software ANSYS and according to actual geological and topographical characteristics, including different rock strata and faults conditions, Drucker-Prager criteria, nonlinear numerical simulation calculation. The principal stress and displacement distribution law of different rock strata are obtained. Through the analyses of displacements and stress field, especially the synthetic analysis of tension stress zone, plastic area and point safety factor distribution, the stabilities of spillway tunnels entrance before and after supporting are evaluated. The displacement in the top of tunnel is large; moreover, there are big plastic area and zone that exceed tensile strength of rock body; the stability is poor. After supporting timely, plastic area and zone that exceed tensile strength of rock body become smaller; its stability is improved obviously; but the point safety factor of strongly weathered layer CK2 is just slightly larger than 1.0; and there is still zone inside of which the point safety factor is less than 1.0. Therefore, for the strongly weathered layer CK2, it is best to take measures of strong supporting with steel arch frame. The results provide an important reference for engineering design and construction.

Key words: spillway tunnel; stability of surrounding rockmass; elastoplastic model; numerical simulation

1 引 言

淠水为澧水的最大支流, 全长 250 km。江坪河水电站位于湖北省鹤峰县走马镇阳河乡淠水干流上游河段, 水电站装机 450 MW, 属一等大(一)型工程。江坪河面板堆石坝最大坝高为 219 m, 是世界第 2 高面板堆石坝。泄水建筑物包括 2 孔溢洪道

和 1 孔泄洪放空洞, 集中布置于右岸(图 1)。溢洪道为 2 条平行布置的隧洞式溢洪道, 洞轴线间距为 35 m, 两洞间岩柱厚 21 m。2 条溢洪道孔口及隧洞断面尺寸相同, 泄槽采用无压隧洞型式, 断面为城门洞型, 隧洞宽度为 14 m, 侧墙高度高于最高水面线 1 m, 由 18.0 m 渐变至 12.0 m, 顶拱中心角为 90°。溢洪道穿过地层 CK1~CK4 层。断裂构造主

收稿日期: 2008-10-06

第一作者简介: 吴家冠, 男, 1982 年生, 博士研究生, 主要从事地下结构工程研究。E-mail: ximenbaima2005@sina.com

要有陡倾角断层 F201、F311、F54 等 (图 2)。

针对类似江坪河水电站溢洪洞多岩层、断层交错等复杂地质条件的岩体,许多学者研究非连续体的解决方法。Cundall^[1]提出的离散元数值算法,分析了非连续体的运动问题。朱素平等^[2]根据有关岩石力学试验结果,提出以对数函数描述岩石蠕变的本构模型,借此对地下隧道围岩稳定性进行了力学分析,探讨了人工支护结构与围岩相互作用的关系。朱维申等^[3]对大型洞室群高边墙位移进行了预测,并采用普适性较好的弹塑性位移和弹性位移的比值判别方法对围岩稳定性进行判别。冯夏庭等^[4]首次将数据挖掘方法应用到地下洞室围岩稳定性判别知识的自学习中。李术才等^[5]采用三维断续节理岩体的弹性损伤本构模型、损伤演化方程及损伤岩锚柱单元支护模型分析围岩加固前后的稳定情况。黄祥志等^[6]在双护盾 TBM (tunnel boring machine) 的隧洞施工中,将可拓理论与洞室围岩稳定评价相结合。李晓红等^[7]通过将支护前后围岩受力状态与单轴和三轴应力状态岩石蠕变进行类比,得知初期支护在一定程度上减小了围岩的最终变形量,可以有效地抑制隧道围岩的变形速率。

利用大型有限元分析软件 ANSYS,采用弹塑性有限元法,基于 Drucker-Prager 准则,通过对应力位移场、塑性区和点安全系数的分布,对江坪河水电站溢洪洞进口段开挖后的稳定性进行了综合分析。

2 计算理论

2.1 系统锚杆支护模拟

瑞士联邦理工学院 Egger 教授等^[8]对加锚节理岩体进行了大量的室内和现场试验,总结出锚杆对节理面加固的经验公式:

$$T_0 = P_t [1.55 + 0.011 \sigma_c^{1.07} \sin^2(\alpha + i)] \sigma_c^{-0.14} (0.85 + 0.45 \tan \varphi) \quad (1)$$

式中: T_0 为加锚后节理抗剪强度的提高值; P_t 为锚杆的最大张拉荷载 (MN); σ_c 为岩石的单轴抗压强度 (MPa); α 为锚杆和节理法向的夹角; i 为节理的剪胀角; φ 为节理的摩擦角。

忽略锚杆加固后对节理摩擦系数的提高,认为只增加节理的抗剪强度,将单根锚杆加固的抗剪强度提高值除以它的控制面积,就可以换算成节理凝聚力 c 值的改变量:

$$\Delta c = T_0 / (d_h d_v) \quad (2)$$

式中: d_h 为锚杆布置的水平间距; d_v 为锚杆布置的垂直间距。

2.2 点安全系数法计算原理

任意斜截面 (其法线方向与第 1 主应力方向的夹角为 θ) 上的正应力 (拉为正)、剪应力分别为

$$\sigma_n = \frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2} + \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{2} \cos 2\theta \quad (3)$$

$$\tau_n = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{2} \sin 2\theta \quad (4)$$

根据摩尔-库仑强度理论,则有:

$$\tau = c - \sigma_n \tan \varphi \quad (5)$$

式中: c 为截面上的凝聚力; $c - \sigma_n \tan \varphi$ 为截面上的抗滑力; τ 为滑移力。

当抗滑力小于滑移力时,微元体就有沿该方向滑动的趋势,故安全系数可定义为

$$F_s = \frac{c - \sigma_n \tan \varphi}{\tau_n} \quad (6)$$

3 有限元法计算分析

3.1 有限元计算模型及力学参数

综合分析边坡地形地质条件,按实际情况进行材料分区,所选的计算范围为 $219.5 \text{ m} \times 165 \text{ m}$; 如图 1、2 所示。物理力学参数列于表 1~3。模型底部至山体表面的 4 个侧面均取法向约束,底面为全约束,山体表面为自由边界。

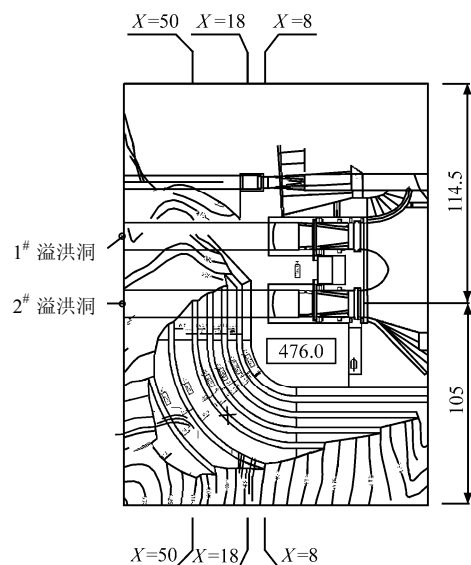


图 1 计算范围平面示意图 (单位: m)
Fig.1 Sketch of computing range (unit: m)

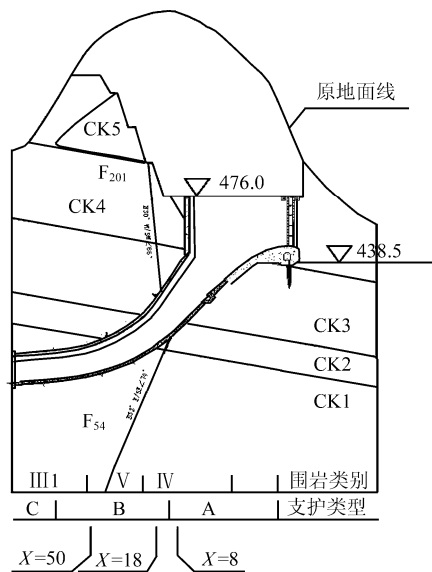
图 2 地层剖面 (2[#]剖面) (单位: m)

Fig.2 Strata section #2 (unit: m)

表 1 岩层的各向同性计算参数
Table 1 Isotropic parameters of rock mass

类型	$\rho / (\text{g}/\text{cm}^3)$	E/GPa	f_t/MPa	μ	c/MPa	$\gamma/(^{\circ})$
CK1, CK3	2.72	8	0.6	0.22	1.1	45
CK2, CK4	2.65	1	0.1	0.3	0.2	26
CK5	2.7	6	0.5	0.22	0.7	39
CK6	2.5	1	0.1	0.3	0.2	26

注: CK1、CK3 为微风化层; CK2、CK4 为强风化层; CK5 为弱风化层; CK6 为强风化层; ρ 为湿重度; E 为变形模量; f_t 为抗拉强度; μ 为泊松比; γ 为抗剪强度。

表 2 岩层横观各向同性计算参数
Table 2 Transversely isotropic parameters of rock mass

类型	E_1/GPa	E_2/GPa	G_{12}/GPa	ν_1	ν_{1z}
CK1, CK3	22	18	9	0.24	0.25
CK2, CK4	19	13	6	0.26	0.28
CK5	21	16	8	0.25	0.26
CK6	19	13	6	0.26	0.28

注: E_1 为平行层面方向的弹性模量; E_2 为垂直层面方向的弹性模量; G_{12} 为确定层面各方向与垂直层面方向之间夹角变化的剪切模量; ν_1 为在层面内压缩时确定该面内膨胀的泊松系数; ν_{1z} 为在垂直层面的方向压缩时确定层面内膨胀的泊松系数。

表 3 断层计算参数
Table 3 Parameters of fault

类型	法向刚度	切向刚度	抗剪强度	
	$K_n/(\text{GPa}/\text{m})$	$K_s/(\text{GP}/\text{m})$	c/MPa	$\phi/(^{\circ})$
F54, F201	2.6	1.1	0.04	16

3.2 计算方案

溢洪洞的施工, 是在枢纽工程开工后的第 3 年 1~5 月进行 2[#]溢洪洞上层(桩号溢 0+220.00 m 至出

口段)开挖, 第 3 年 7 月至第 4 年 7 月进行 1[#]溢洪洞的上层开挖, 同时进行 2[#]溢洪洞 (0+220.00 m 以上段) 上层开挖, 并于第 5 年 3 月完成, 1[#]溢洪洞滞后 2 个月完成开挖。计算模拟开挖的过程, 均以全断面一次性开挖方式。开挖过程中, 支护有 A、B、C 三种梅花型支护型式见表 4。①A 型支护, 洞顶部位, 系统锚杆 $\phi 28$ mm, 排距为 2 m, 伸入基岩 8.2 m, 外露 0.8 m; 边墙部位, 系统锚杆 $\phi 25$ mm, 间排距为 2 m, 伸入基岩 5.2 m, 外露 0.8 m; 洞底部位, 系统锚杆 $\phi 25$ mm, 间排距为 2 m, 伸入基岩 5.2 m, 外露 0.8 m。②B 型支护, 洞顶部位, 系统锚杆 $\phi 32$ mm, 排距为 2 m, 伸入基岩 11.2 m, 外露 0.8 m; 边墙部位, 系统锚杆 $\phi 28$ mm, 间排距为 2 m, 伸入基岩 8.2 m, 外露 0.8 m。③C 型支护, 除洞底无支护外, 支护方式同 A 型支护。

表 4 开挖过程中的支护型式
Table 4 Supporting forms during excavation process

支护型式	洞中部位	锚杆直径 /mm	排距 /m	伸入基岩深度 /m	外露长度 /m
A 型支护	洞顶	28	2.0	8.2	0.8
	边墙	25	2.0	5.2	0.8
	洞底	25	2.0	5.2	0.8
B 型支护	洞顶	32	2.0	11.2	0.8
	边墙	28	2.0	8.2	0.8
C 型支护	洞顶	28	2.0	8.2	0.8
	边墙	25	2.0	5.2	0.8

注: C 型洞底无支护。

计算中统一设定为开挖完成后及时支护, 不考虑支护时间的影响, 共进行了两个方案的计算: ①开挖未支护; ②开挖后及时支护。

4 计算成果分析

4.1 位移分析

2[#]洞轴线截面竖向位移分布见图 3。由图可知, ①在溢洪洞开挖未支护情况下, 2[#]溢洪洞洞顶部位产生了较大的竖直方向位移, 在 B 型支护区(即 CK2 区)最大值为 13.1 mm, 并且从洞口往内, 竖直向位移逐渐增大。②在洞口局部, 由于是边坡开挖平台的底部, 从而出现上抬的位移, 即边坡开挖后, 由于卸荷边坡开挖平台部岩体位移上抬。③溢洪洞底部, 在开挖后都是上抬位移, 最大值在进口局部达 24.1 mm。岩性差、山岩压力大的区域洞顶下沉位移最大。这就要求在施工中要及时支护, 以免洞室弯段围岩发生拉裂、碎石剥落、垮塌失稳等, 从而

提高围岩的整体性。

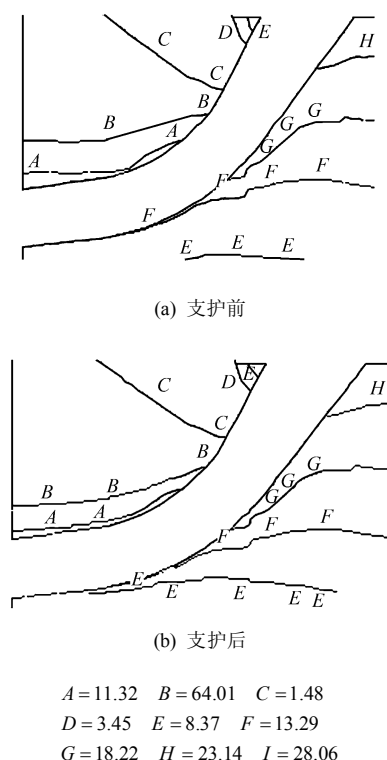


图3 2[#]洞轴线截面竖直向位移分布 (单位: mm)
Fig.3 Distribution of vertical displacements (unit: mm)

4.2 应力场分析

由于拉应力是开挖后便产生, 与支护的关系不大, 所以开挖并及时支护后, 拉应力的分布区域和规律与支护前基本相同, 但有的量值或区域有减小 (表4)。隧洞顶部范围全部为拉应力区, 最大值达 0.54 MPa。A、B 型支护区隧洞穿过 CK4 强风化层的部位顶部拉应力最大深度仍达 15 m, 拉应力超过岩体抗拉强度深度达 7 m, 较支护前减小 1 m。C 型支护区顶部拉应力最大深度达 4 m, 较支护前减小 1 m, 拉应力没有超过岩体抗拉强度。开挖后, 对于强风化岩层, 主拉应力深度大, 甚至拉应力超过岩体抗拉强度深度也较大, 岩体受力条件对安全构成隐患, 即使支护后也仅是减小拉应力超过岩体抗拉强度深度, 量值仅为 1 m, 应加强支护, 尽量防止 CK2、CK4 处围岩拉裂破坏, 产生较大松动和失稳破坏。

4.3 塑性区分布

2[#] 溢洪洞纵等效塑性应变等值线图见图 4。由图可知, 在洞室开挖未支护和及时支护后, 塑性应变主要集中在: ①溢洪洞穿过强风化岩层 CK2 的开挖断面圆弧段区域, 其值范围在 $(0.183 \sim 0.287) \times$

10^{-3} 之间, 塑性应变贯穿整个 CK2 强风化层; ②断层 F54、F201 产生了塑性应变, 大小为 $(0.261 \sim 0.782) \times 10^{-4}$ 。可以看出, 塑性应变区与拉应力区的对应性相当一致, 与岩性和断层发育也相当一致。支护后塑性应变和支护前的分布规律不变, 量值大小变化不大, 较支护前塑性区深度减小 0~3 m 不等。因不同岩层性质相差大, 对于强风化层 CK2, 大部分塑性应变在洞室开挖前已经产生, 而微风化层 CK1、CK3 岩性好, 在开挖未支护和及时支护后, 塑性应变区域及大小都没明显改变。因此, 分析塑性应变可作为判别围岩的稳定状态的参考。

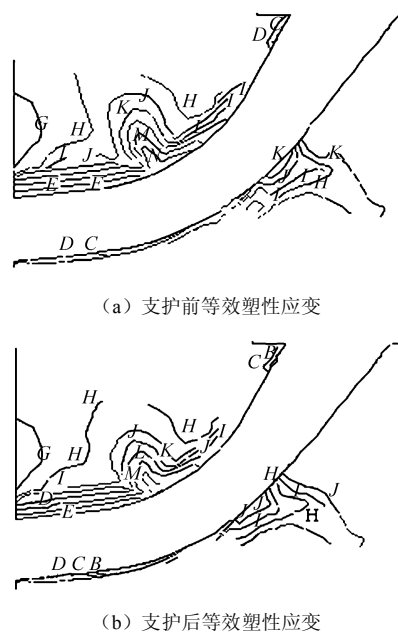
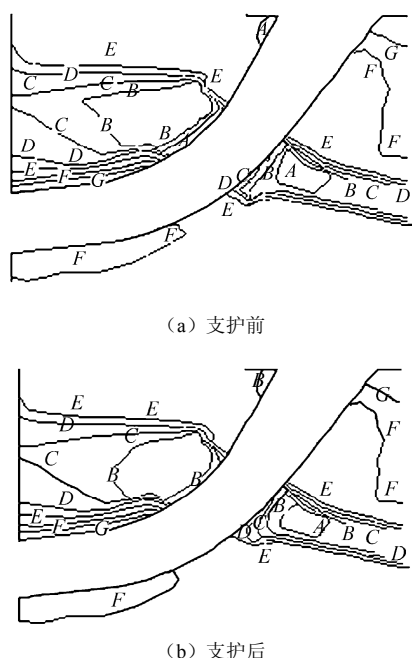


图4 2[#]溢洪洞纵断面等效塑性应变等值线
Fig.4 Equivalent plastic strain stress isogram on longitudinal section of spillway tunnel #2

4.4 点安全系数分布

支护前后 2[#] 溢洪洞纵断面点安全系数等值线图见图 5。由图可知, 溢洪洞点安全系数总的分布支护前后基本相同, 仅支护区内点安全系数有较明显的提高 (表5)。如在溢洪洞 B 型支护区顶部点的安全系数由支护前的 1.0 提高到 1.1。在支护区以外的 CK2 强风化层和各断层面, 点安全系数仍然较小, 也仍然还存在小于 1.0 的局部区域。可以看出, 开挖后, 洞室围岩在强风化层 CK2 的部位处于稳定临界状态, 点安全系数约为 1.0, 即使进行及时支护,

其点安全系数也仅为 1.1。另外，在施工过程中，洞室围岩难免受到人为因素等的动荷载干扰，对围岩稳定造成不利影响，因此，在强风化层 CK2 的部位需要采取特别支护措施。



A=1, B=1.1, C=1.2, D=1.3, E=1.5, F=3, G=5

图 5 支护前后 2[#] 溢洪洞纵断面点安全系数等值线
Fig.5 Point safety factor isogram on longitudinal section of #2 discharge tunnel

表 5 2[#] 溢洪洞主拉应力及点安全系数特征值
Table 5 Principal stress and safety factor of spillway tunnel

支护情况	$\sigma_{1 \max}$ /MPa	深度/m		部位	支护类型	$K_{\min}$
		顶拱	边墙			
支护前	0.6	15/8	9/9	X=8 m 断面	A	1.2
	0.54	15/8	9/8	X=18 m 断面	B	1.0
	0.54	5/0	2/0	X=80 m 断面	C	3.0
支护后	0.6	15/7	9/9	X=8 m 断面	A	1.2
	0.54	15/7	9/8	X=18 m 断面	B	1.1
	0.54	4/0	2/0	X=80 m 断面	C	3.0

注：斜线左边值为拉应力区深度，右边值为主拉应力超过该岩层抗拉强度（未计锚杆强度）值的深度； $K_{\min}$ 为最小点安全系数。

5 结 论

综合以上计算分析，关于溢洪洞进口段开挖施工期围岩的稳定性和支护效果获得以下认识：

(1) 隧洞开挖后，洞顶大部分区域都是下沉位移，岩性差的强风化层要求在施工中及时支护，以免洞室弯段顶部发生拉裂、碎石剥落、垮坍失稳等。

(2) 支护不能改变主拉应力最大值，主拉应力

深度也减小不明显，但改善围岩的受力条件和拉应力超过抗拉强度的范围，提高了围岩稳定区域。

(3) 从洞室施工的全过程看，围岩的塑性应变值及分布规律变化不大，与拉应力区分布规律一致，可作为判别围岩稳定性的参考。岩层 CK1、CK3 岩性好，在施工的全过程稳定性良好。

(4) 强风化岩层 CK2、CK4 在支护后，稳定性得到提高，其最小点安全系数由支护前的 1.0 提高到 1.1，且支护效果只发生在开挖面表层，对内部岩层的效果不明显，基本不影响。由于支护不能改变支护区外岩体的性能，对于强风化层达到一定规模时（洞室穿过 CK2 部位），仅依靠喷混凝土和锚杆支护可能还不足以保证整体的安全性，建议加强支护，最好采用钢拱架支护。

(5) 必须指出的是，计算分析时未考虑洞室围岩的流变特性，因而难以反映围岩的变形发展全过程，建议在施工过程中对围岩变形及时进行监控，以便能及时获得围岩变形及其发展趋势的相关信息，为围岩支护设计和及时支护确保工程安全提供指导。

参 考 文 献

- [1] CUNDALL P A. A computer model for simulating systems[C]//Proc. Symp. on Rock Fracture (ISRM). Nancy: [s. n.], 1971: 23—29.
- [2] 朱素平, 周楚良. 地下圆形隧道围岩稳定性的黏弹性力学分析[J]. 同济大学学报, 1994, 22(3): 329—333.
ZHU Shu-ping, ZHOU Chu-liang. Viscoelastic mechanical analysis of stability of surrounding rockmass in circular underground tunnels[J]. *Journal of Tongji University*, 1994, 22(3): 329—333.
- [3] 朱维申, 孙爱花, 王文涛, 等. 大型洞室群高边墙位移预测和围岩稳定性判别方法[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(9): 1730—1736.
ZHU Wei-shen, SUN Ai-hua, WANG Wen-tao, et al. Study on prediction of high wall displacement and stability judging method of surrounding rock for large cavern groups[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2007, 26(9): 1 729—1 736.

- [4] 冯夏庭, 马平波. 基于数据挖掘的地下硐室围岩稳定性判别[J]. 岩石力学与工程学报, 2001, 20(3): 306—309.
FENG Xia-ting, MA Ping-bo. Identifying stability of underground opening based on data mining[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2001, 20(3): 306—309.
- [5] 李术才, 陈卫忠, 朱维申, 等. 某地下电站厂房围岩稳定性及锚固效应研究[J]. 岩土力学, 2003, 24(4): 510—513.
LI Shu-cai, CHEN Wei-zhong, ZHU Wei-shen, et al. Study on stability and anchoring effect of jointed rock mass of an underground powerhouse[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2003, 24(4): 510—513.
- [6] 黄祥志, 余成学. 基于可拓理论的围岩稳定分类方法的研究[J]. 岩土力学, 2006, 27(10): 1800—1814.
HUANG Xiang-zhi, SHE Cheng-xue. Research on methods of surrounding rock masses stability classification based on extension theory[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2006, 27(10): 1800—1814.
- [7] 李晓红, 李登新, 靳晓光. 初期支护对软岩隧道围岩稳定性和位移影响分析[J]. 岩土力学, 2005, 26(8): 1207—1210.
LI Xiao-hong, LI Deng-xin, JIN Xiao-guang. Discussion on influence of initial support to stability and deformation of surrounding rock mass in soft rock tunnel[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2005, 26(8): 1207—1210.
- [8] SPANG K, EGGER P. Action of fully-grounded bolts in jointed rock and factor of influence[J]. **Rock Mechanics and Rock Engineering**, 1990, 23(2): 201—229.