

锦屏 I 级水电站地下厂房围岩变形破裂的 三维损伤流变分析

朱维申, 齐银萍, 郭运华, 杨为民

(山东大学 岩土与结构工程研究中心, 山东 济南 250061)

摘要: 锦屏 I 级水电站处于高地应力区, 地下厂房围岩在此是表现有一定塑性的大理岩。在工程开挖后围岩和支护结构的变形开裂特征明显。针对这些特点, 采用损伤流变耦合的三维模型和分析方法, 结合运用裂隙张开产生的附加变形分析法, 对该工程地下厂房洞室群的稳定性进行分析, 将厂房若干关键点的位移量与实测值进行对比, 取得了较好的结果; 同时, 对洞室的长期时效变形进行预测分析。

关键词: 数值分析; 三维损伤流变模型; 劈裂破坏; 地下洞室群; 张开位移

中图分类号: O 241

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 6915(2012)05 - 0865 - 08

3D DAMAGE RHEOLOGY ANALYSIS OF DEFORMATION AND FRACTURE OF SURROUNDING ROCKS IN JINPING I HYDROPOWER STATION UNDERGROUND POWERHOUSE

ZHU Weishen, QI Yinping, GUO Yunhua, YANG Weimin

(*Geotechnical and Structural Engineering Research Center, Shandong University, Jinan, Shandong 250061, China*)

Abstract: Jinping I hydropower station is located in a high initial stress area, the surrounding rock is the marble and in this area behaves in obvious plasticity. After excavation, the deformation and cracking phenomena in the surrounding rock and support structures are obvious. In view of these features, a coupled damage rheology 3D model and analysis method and prediction method for incremental deformation due to crack opening are adopted for caverns stability analysis. And the computation displacement is compared with the field monitoring data. It is shown that the two results are in good agreement with each other. Furthermore, the long-term displacements of surrounding rocks are predicted and analyzed.

Key words: numerical analysis; 3D damage rheology model; splitting failure; underground cavern group; opening displacement

1 引言

由于中国西南水电工程的大型地下洞室工程大

多处于高山峡谷的环境条件中, 洞址经常处于相当高的初始地应力场之中, 且地应力场受到地形的强烈影响, 在此条件下围岩的脆性破裂现象及在一定条件下其时间效应在洞群施工期就会明显的出现。

收稿日期: 2011 - 12 - 21; **修回日期:** 2012 - 02 - 11

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(41072234); 山东省自然科学基金重点项目(ZR2009AZ001); 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资助课题(Z011001)

作者简介: 朱维申(1932 -), 男, 博士, 1956年毕业于北京矿业学院建筑系, 现任教授、博士生导师, 主要从事岩石力学与工程方面的教学与研究工作。E-mail: zhuw@sdu.edu.cn

近年我国水电站工程地下洞群频繁出现边墙等部位的劈裂破坏现象, 严重影响了工程围岩的稳定性。比如渔子溪电站、十三陵蓄能电站、二滩电站, 还有近年的拉西瓦、瀑布沟、大岗山等电站的洞群边墙等处都出现有大裂缝或近垂直向的裂缝区。锦屏 I 级水电站地下厂房还出现了随时间增长的围岩和喷层破裂。这种随时间推移的裂隙发展和演化现象, 说明围岩的损伤破裂的时间效应明显。

日本中央电力研究所统计了该国 16 个大型地下厂房的监测资料, 其中代表性的厂房工程边墙的 2/3 位移量(火成岩)或 1/4 的位移量(沉积岩)为空腔性(裂隙张开引起)位移量。有的工程此种分量甚至达到 70%~80%之多。

S. Hibino和M. Motojma^[1]采用钻孔电视、多点位移计等多种量测方法对日本电力系统的十余个洞室进行了观测分析, 选取了 2 个典型洞室进行位移对比, 研究结果发现, 深埋洞室围岩内部普遍存在相当大的空腔性变形, 占总位移的百分比如表 1 所示。

这些监测结果表明, 裂隙张开性变形占围岩总变形的很大的一部分。它们在火成岩中所占的比例更高。而我国大多数水电站的地下厂房也都是建在火成岩或其他类型的坚硬岩石山体中。但目前常用的有限元法或有限差分法等连续性分析方法已无法推算或预测出这些附加的空腔位移, 而围岩位移量, 常常被工程界视为判断围岩稳定程度的一种基础性数据和判断加固方案是否合理的重要依据。因此, 这一问题已成为近年岩石力学界研究的一个热点和难点。孙 钧^[2]对节理岩体损伤特性进行了研究, 并通过有限元模拟了单裂隙岩体模型在单轴压缩蠕变条件下损伤演化与主裂纹时效扩展的规律; 朱维申和邱祥波^[3]采用二维损伤流变模型对三峡船闸高边坡稳定性进行了分析; 陈卫忠等^[4]通过模型试验和理论分析研究了断续节理岩体的蠕变损伤断裂机制, 分析了三峡船闸高边坡开挖工程的岩体稳定

性; 张 明等^[5]对锦屏 I 级水电站地下厂房做了大理岩蠕变试验研究及流变模型的研究; 卢 波等^[6]对该厂房围岩破裂机制进行了相应研究; 李仲奎等^[7]也对此进行了围岩稳定性方面的研究。此外, 秦跃平等^[8-12]也在岩石流变方面进行了相应研究。但是, 这些研究采用可考虑岩石节理特点和时间效应的三维工程分析很少, 而且关于锦屏 I 级水电站地下厂房工程的研究定性的研讨多而定量的研究少。因此, 本文以FLAC^{3D}软件作为开发平台, 建立了节理岩体损伤流变模型的分析程序。又引入了一种裂隙张开产生的附加变形的推算分析法, 作了一个尝试性的探索。本文将锦屏 I 级水电站地下厂房围岩稳定为背景, 进行分析研究。

2 工程概况

锦屏 I 级水电站地下厂房洞室群规模巨大, 主要由引水洞、主厂房、母线洞、主变室、尾水调压室和尾水洞等组成。厂房轴线 NW65°, 安装 6 台 600 MW 机组, 厂房全长 276.99 m, 开挖跨度 25.6 m, 开挖高度 69.3 m; 主变室长 201.6 m, 宽 19.3 m, 总高 32.7 m。尾水调压室采用“三机一室一洞”布置型式, 设置 2 个圆型调压室, 直径为 34 m, 高为 80.5 m。

2.1 地质构造

地下厂房区主要发育有 NE 向的 f13, f14 和 f18 等断层以及 NEE 和 NW~NWW 向的小断层。后期侵入少量云斜煌斑岩脉(X), 呈平直延伸的脉状产出, 总产状 N60°~80°E/SE∠70°~80°, 一般宽 2~3 m, 延伸长多为 1 000 m 以上。三大断层与地下洞室群的空间交切关系见图 1。

节理裂隙发育的优势方向: (1) N30°~60°E, NW∠30°~40°, 层面裂隙, 一般间距 1~3 m, 延伸 2~4 m, 部分大于 10 m; (2) N50°~70°E/SE∠60°~80°, 一般间距 1~3 m; (3) N25°~40°W/NE(SW)∠80°~90°, 主要见于安装间部位; (4) N60°~

表 1 地下厂房位移特征对比^[1]

Table 1 Displacement characteristics of underground powerhouses^[1]

工程名称	岩性	洞室尺寸 高×宽×长/(m×m×m)	垂直埋深/ m	总位移/ mm	张开位移/ mm	张开位移占总变形的 百分比/%
Shintakase 水电站	花岗闪长岩, 闪绿岩	54.5×27.0×165.0	250	37	24.0	65
Okuyoshino 水电站	页岩, 砂岩	41.6×20.1×157.8	180	20	4.5	23

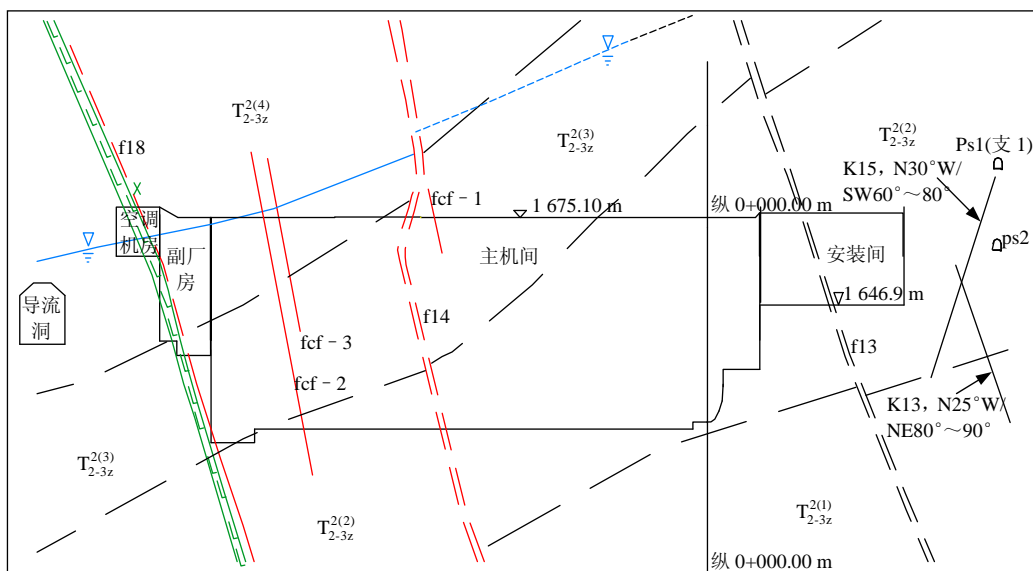


图 1 三大断层与地下洞室群的空间交切关系

Fig.1 Longitudinal profile of underground caverns along central axis of turbines

70°W/NE(SW)∠80°~90°，一般间距较大。该组裂隙走向与厂房、主变室边墙几近平行，对边墙稳定不利。

在第一副厂房、主变室、尾调室等部位分布有后期侵入少量云斜煌斑岩脉(X)。脉宽一般 2~4 m，总体产状 N60°~80°E/SE∠70°~80°，延伸长多在 1 000 m 以上。

2.2 围岩开裂特征

在工程前期勘探过程中的钻孔岩芯饼裂和平洞洞壁片帮、弯折内鼓现象普遍(见图 2)。开挖过程中围岩也表现出了强烈劈裂剥落、弯折破坏(见图 3)。



图 2 前期勘探平洞内岩层内鼓弯折现象

Fig.2 Bending and heaving of rock strata exploratory pit during site prospecting

在地下厂房洞室群中，位于与煌斑岩脉、f18 断层相关的主变室下游边墙等处，洞室开挖卸荷后变形的时效性非常显著。随着开挖下卧和时间增长，

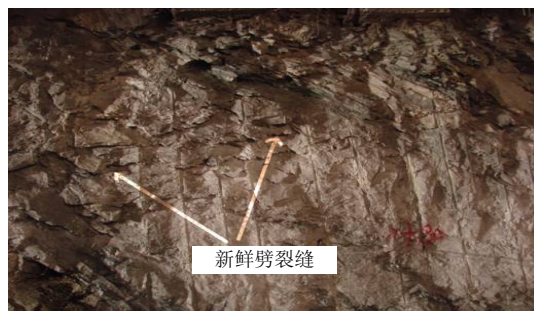


图 3 厂房上游边墙(第 VI 层)完整岩体劈裂破坏现象
Fig.3 Splitting failure of intact rock in upstream sidewall (layer VI) of powerhouse

围岩变形呈明显增加趋势，在 2009 年 5~10 月开挖暂停期间变形速率无减小趋势，正说明了围岩蠕变特性的存在。

总体来说，地下厂房洞室群变形开裂具有如下特征^[13]：

- (1) 垂直河流向的洞室(主厂房和主变室等)围岩及支护结构的变形开裂主要位于下游侧拱座以上，特别是拱腰位置。顺河向的洞室(母线洞等)的变形开裂主要出现在外侧顶拱和内侧下部。
- (2) 主厂房和主变室下游侧相应部位围岩变形和锚索(杆)应力普遍较上游侧大。
- (3) 围岩和支护结构的变形开裂特征具有明显的高地应力条件下的片帮、劈裂、折断、鼓出等特征。
- (4) 破裂围岩在高地应力条件下具有一定的时效变形特征。

3 损伤流变模型

3.1 损伤模型

针对节理裂隙岩体的结构特征，从几何损伤原理出发。引入一个二阶张量来描述岩体的节理面(损伤)，这可以较方便地处理材料的各向异性损伤，能在较大程度上考虑节理裂隙对岩体特性的影响。

由于岩体的强度和变形特性受节理方位角、节理长度、贯通度以及间距的影响较大。为了简化问题，特作如下假定：

- (1) 岩体中的节理都是平面节理；
- (2) 仅考虑初始损伤的影响，不考虑节理的扩展和损伤演化；
- (3) 岩体截面上有效面积的减小是岩体参数降低的主要因素。

这样，岩体损伤变量的主要影响因素为结构面面积所占截面总面积的比值和结构面的方向。

设体积为 V 的岩体中有一组平均法向量 \mathbf{n} 与 z 轴平行的结构面，结构面平均间距为 L ，岩体内的结构面个数为 N ，各结构面面积为 $A_k (k=1, 2, \dots, N)$ ，则结构面在 3 个坐标轴平面上的面积损伤率为

$$D_x = 0, \quad D_y = 0, \quad D_z = L \sum_{k=1}^N A_k / V \quad (1)$$

式中： D_x, D_y, D_z 分别为当前节理组在 x, y, z 上的面积损伤率。

当岩体中包含多组非正交的节理面时，则可利用各组节理二阶张量引起损伤率的叠加来近似描述多组非正交结构面在岩体各截面上的损伤。

所以当有 N 组结构面在 3 个整体坐标平面上的损伤贡献进行叠加，则得到各组结构面在整体坐标平面上的总的损伤率为

$$D_x = \sum_{i=1}^N D_x^i, \quad D_y = \sum_{i=1}^N D_y^i, \quad D_z = \sum_{i=1}^N D_z^i \quad (2)$$

所以，多组非正交节理节理面的二阶张量近似表述为

$$D_{ij} = \begin{bmatrix} D_x & 0 & 0 \\ 0 & D_y & 0 \\ 0 & 0 & D_z \end{bmatrix} \quad (3)$$

3.2 流变模型

本文采用与岩体特性较为接近的西原模型。它是一个黏弹塑性模型，由胡克体、开尔文体和理想黏塑性体串联而成(见图 4)。

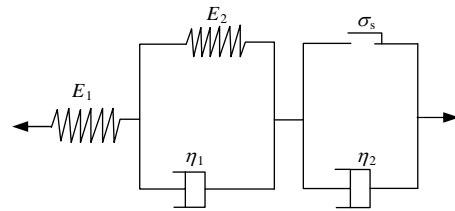


图 4 西原模型构成

Fig.4 Nishihara model

西原模型既可反映当应力水平较低时，开始变形较快，而后成为稳定蠕变，当应力水平超过某一临界应力值(σ_s)后，材料的力学响应是黏弹塑性的，它较全面地反映了岩石的弹-黏弹-黏塑性特性。

3.3 基于西原模型的黏弹塑性损伤流变本构方程

根据应变等效原理，即损伤对应变行为的影响只通过有效应力来体现。

当岩体无损伤时的本构关系如下：

$$\sigma = E \varepsilon \quad (4)$$

将有效应力 $\tilde{\sigma}$ 代替其中的 σ ，就得到损伤材料的本构关系为

$$\tilde{\sigma} = \tilde{E} \varepsilon \quad (5)$$

根据损伤力学原理， \tilde{E} 可以运用式(2)和(4)推导出来。

三维应力状态下的西原黏弹塑性损伤本构方程如下：

- (1) 当 $\tilde{S} \leq \sigma_s$ 时，有

$$\frac{\eta_1}{G_1} \dot{\tilde{S}}_{ij} + \left(1 + \frac{G_2}{G_1}\right) \tilde{S}_{ij} = 2\eta_1 \mathbf{e}_{ij} + 2G_2 \mathbf{e}_{ij} \quad (6a)$$

- (2) 当 $\tilde{S} > \sigma_s$ 时，有

$$\ddot{\tilde{S}}_{ij} + \left(\frac{G_2}{\eta_1} + \frac{G_1}{\eta_2} + \frac{G_1}{\eta_1}\right) \dot{\tilde{S}}_{ij} + \frac{G_1 G_2}{\eta_1 \eta_2} (\tilde{S}_{ij} - \sigma_s) = 2G_1 \ddot{\mathbf{e}}_{ij} + \frac{2G_1 G_2}{\eta_1} \dot{\mathbf{e}}_{ij} \quad (6b)$$

式中： \tilde{S}_{ij} 为有效 Cauchy 偏应力张量； G_1, G_2 均为岩石剪切模量； η_1, η_2 均为流变介质的黏性系数。

3.4 基于西原模型的微分和差分形式的黏弹塑性损伤本构方程

基于西原体的微分形式黏弹塑性损伤本构方程可表示为

$$d\tilde{S}_{ij} = 2G_1 \left(d\mathbf{e}_{ij} - \frac{\tilde{S}_{ij}}{2\eta_1} dt + \frac{G_2}{\eta_1} e_{ij}^{ve} dt - d\mathbf{e}_{ij}^{vp} \right) \quad (7)$$

$$d\tilde{\sigma}_m = K(d\varepsilon_{vol} - d\varepsilon_{vol}^{vp}) \quad (8)$$

式中: e_{ij} 为偏应变, ε_{vol} 为体积应变, $\tilde{\sigma}_m$ 为球应力张量。

为程序编写方便, 将三维微分形式的黏弹塑性损伤本构方程写成中心差分的形式:

$$\tilde{S}_{ij}^N = \frac{1}{a} \left[\Delta e_{ij} + b \tilde{S}_{ij}^O - \left(\frac{B}{A} - 1 \right) e_{ij}^{ve, O} - \Delta e_{ij}^{vp} \right] \quad (9)$$

$$\tilde{\sigma}_m^N = \tilde{\sigma}_m^O + K(\Delta \varepsilon_{vol} - \Delta \varepsilon_{vol}^{vp}) \quad (10)$$

4 裂隙张开产生的附加变形推算方法

考虑到节理岩体在洞周一定范围内开挖后会形成劈裂破坏区, 本节采用山东大学根据模拟试验得到的结果提出的在多条裂隙贯通时产生劈裂裂缝的新模型^[14], 由此而获得的应力不等式作为产生劈裂破坏的判据:

$$\sigma_1 \geq \frac{K_{IC} \sqrt{\pi L}}{L \left(\sin \theta \cos^2 \theta - \mu \sin^2 \theta \cos \theta \right)} + \frac{\pi + \left(\sin \theta \cos^2 \theta + \mu \cos^3 \theta \right)}{\sigma_3 \left(\sin \theta \cos^2 \theta - \mu \sin^2 \theta \cos \theta \right)} \quad (11)$$

式中: μ 为初始裂隙表面的摩擦因数, L 为形成劈裂裂缝的长度, θ 为初始裂隙与最大主应力的夹角, K_{IC} 为岩石的断裂韧度。

经过试算, 裂隙起始角度对判据影响较小, 因此可近似均取 $\theta = 45^\circ$; 参照试验结果取裂隙面摩擦因数 $\mu = 0.5$; 大理岩断裂韧度 $K_{IC} = 0.86 \text{ MPa} \cdot \text{m}^{1/2}$ 。出现劈裂裂缝的长度应根据现场调查来确定。在此暂定分别取若干个不同量级长度分别进行分析。上述各参数以最后现场位移监测反分析来确定。即: 若当 $L = 10 \text{ m}$, 代入式(11)可以获得劈裂区的判据为

$$\sigma_1 \geq 1.55 + 10.25 \sigma_3 \quad (12)$$

高应力状态下的侧向变形主要是纵向劈裂裂隙的张开引起的, 但纵向的应变基本上不受到劈裂裂隙的影响。根据山东大学的模型试验得到了一个半经验的定量表征纵向裂隙的密度和位移量关系的推算公式^[15]如下:

$$\Gamma = 0.539 6 Q \varepsilon_1^{0.372} \frac{\sigma_1}{\sigma_f} \quad (13)$$

式中: σ_1 为垂向应力, σ_f 为单轴抗压强度(MPa), Q 为现场裂隙张开位移修正系数, Γ 为裂隙位移比率值(为量纲一的量)。

裂隙引起的侧向张开位移公式可近似表示为

$$u_c = \Gamma u_e \quad (14)$$

式中: u_e 为弹性位移, u_c 为裂隙张开引起的附加位移。

5 损伤流变计算结果

5.1 计算模型

选取该工程地下厂房的 1[#], 2[#], 3[#] 机组, 建立三维模型。这里需说明, 由于三维流变计算中大型题目很难收敛, 即使收敛其速度也十分缓慢。若单元过多, 计算时间难以控制, 且可能无法收敛, 所以这里只取了整个厂房的一半来开展计算。根据上文中介绍的损伤流变模型进行三维损伤流变模型计算, 并在必要时用裂隙张开位移推算法做位移量修正。在流变损伤计算中, 按实际工程中的开挖顺序进行有支护条件下的模拟开挖, 共分为 9 期开挖。每步开挖完成之后进行 60 d 的流变损伤计算。支护方案是按照等效模拟的方法进行的。

在进行三维模型流变损伤计算时, 计算模型的范围如下:

上、下游边界: 从主厂房洞室上游边墙向上游延伸 200 m, 从尾调井下游边墙向下游延伸 200 m;

上、下边界: 上至地表、下至尾水管底板高程的 200 m 深度为止。

在模型建立过程中, 考虑对主厂房、主变室和尾调井稳定影响较大的断层(f13, f14)和 X 煌斑岩脉。该三维模型共划分 127 953 个单元, 22 773 个节点。地下洞室群三维模型及网格划分如图 5 所示, 从图中可以看出, 从前到后 3 个机组依次为: 1[#], 2[#], 3[#] 机组。

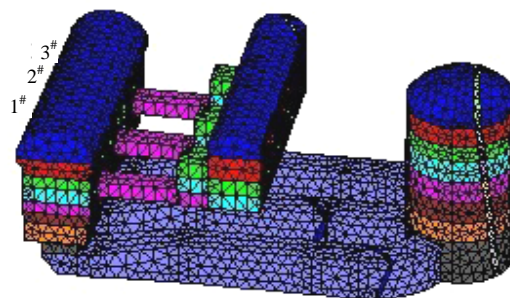


图 5 地下洞室群三维模型及网格划分

Fig.5 3D model for underground cavern group and mesh division

由于围岩劈裂现象较普遍而严重，变形过大使得许多监测设施遭到损坏。实测得到的有用资料十分有限。根据现场提供的位移监测资料在本次反馈分析计算中，选取 2#机组中的 $M_{ZCF-Z13}^4$ 和 M_{ZCF2-7}^4 多点位移计的测试结果进行位移拟合作参数反馈分析。其中，后者在孔口部位的测点因位移过大而失效，因此只选用了埋于钻孔内部 3 个点的资料。2 套位移计位置如图 6 所示。

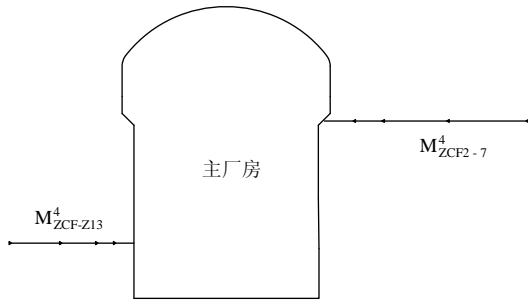


图 6 2#机组位移计位置

Fig.6 Location of extensometers for power generating unit #2

根据中国水电工程顾问集团成都勘测设计研究院提供的实测地应力资料，对厂房区的地应力场进行反演，经计算得出厂房区的地应力侧压系数 K ：厂房轴线方向 (z 方向) 为 $K_z = 0.96$ ，垂直厂房轴线方向 (x 方向) 为 $K_x = 0.7$ 。

按实际工程中的开挖顺序进行等效模拟支护条件下的模拟开挖，共分 9 次完成开挖和支护，每步开挖完成之后进行 60 d 的损伤流变计算。

根据工程资料，用 Mohr 模型进行计算时，围岩及断层带参数选取如表 2 所示。

表 2 计算所用岩体物理力学参数

Table 2 Physico-mechanical parameters of rock masses used in numerical model

介质	密度/ ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	弹性模量/ GPa	泊松比	抗剪强度指标	
				黏聚力/MPa	内摩擦角/(°)
围岩	2 700	10.5	0.35	1.50	46.9
断层带	2 600	0.5	0.35	0.02	16.7

按工程资料统计所得的计算时采用的节理几何参数如表 3 所示，在西原模型中的流变参数 E_1 根据设计院所提供参数进行取值为 20 GPa，其他的参数根据笔者选用的锦屏 I 级水电站灰白大理岩试样进行的单轴压缩蠕变试验值确定： $\eta_1 = 6 \times 10^{10} \text{ MPa} \cdot \text{d}$ ， $E_2 = 120 \text{ GPa}$ ， $\eta_2 = 1 \times 10^{10} \text{ MPa} \cdot \text{d}$ 。

表 3 节理几何参数

Table 3 Geometric parameters for joints

节理组编号	节理长度/m	节理宽度/mm	间距/m	倾角/(°)	倾向方位角/(°)
1	10	8	2	30	-40.0
2	10	8	2	65	-30.0
3	10	8	2	85	30.0
4	10	8	2	85	57.5

5.2 位移计算结果

在洞室群分步开挖过程中，洞室围岩总体上表现为开挖区轮廓向洞内临空面的收敛变形，且随着开挖的继续，洞周位移值逐渐增大。

由前述劈裂破坏准则可推测出劈裂区范围图，并测量出主厂房边墙的劈裂区深度大约为 8 m，主变室和尾调井的劈裂区深度大约为 5 m。由于劈裂区范围内还产生裂隙张开位移，所以在劈裂区范围内还需进行位移修正。2#机组围岩劈裂区范围如图 7 所示。

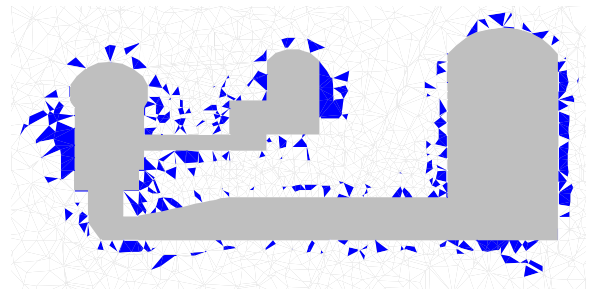


图 7 2#机组围岩劈裂区范围图

Fig.7 Range of splitting failure zone around caverns of power generating unit #2

根据数值计算结果，2#机组 $\sigma_1 = 20 \sim 40 \text{ MPa}$ ， $\sigma_f = 70 \sim 80 \text{ MPa}$ 。采用 $M_{ZCF-Z13}^4$ 多点位移计监测资料进行位移修正，运用反分析法可得 Q 值的取值如下：孔口 0~3 m 深处为 1.0；3~6 m 深处为 1.1；6~8 m 深处为 0.9；均在 1.0 附近。说明实验室和现场得出的张开位移差别并不很大。监测值和计算值拟合情况如图 8(a)所示。

M_{ZCF2-7}^4 多点位移计的位移测量值是从距厂房边墙 8 m 以外开始的，这一深度已经超出了劈裂破坏区和需要修正的范围，因而在拟合时此处的计算值未进行张开位移的修正。但是从图 8(b)中可以看出拟合情况良好，这说明此损伤流变模型对深处围岩位移的计算也是与实际相符的。

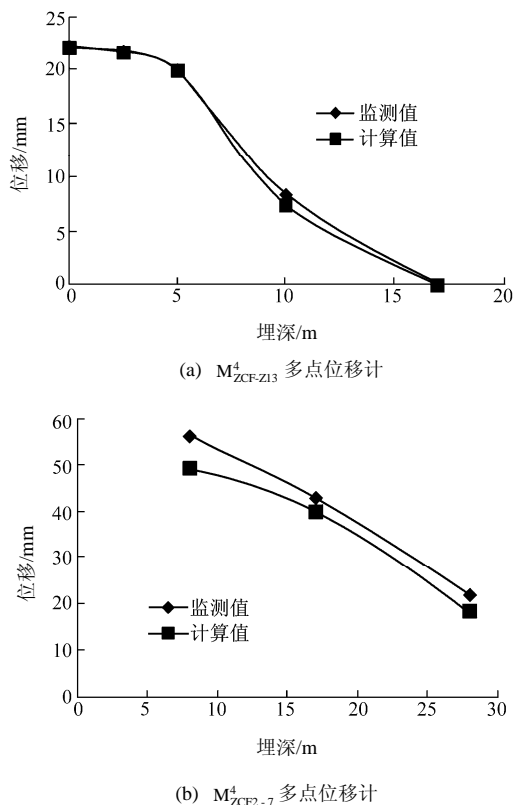


图 8 位移 - 埋深曲线

Fig.8 Curves between displacement-depth

从图 8 中还可以看出: 监测值和计算值拟合情况总体上是相符情况较好的。

考虑节理裂隙的损伤流变后, 洞周的位移值要比弹塑性工况下大, 主厂房和主变室关键部位的位移值增加了 40%~50%。在主厂房上游中部选取关键点, 进行了位移和流变时间关系(见图 9)的取值分析。

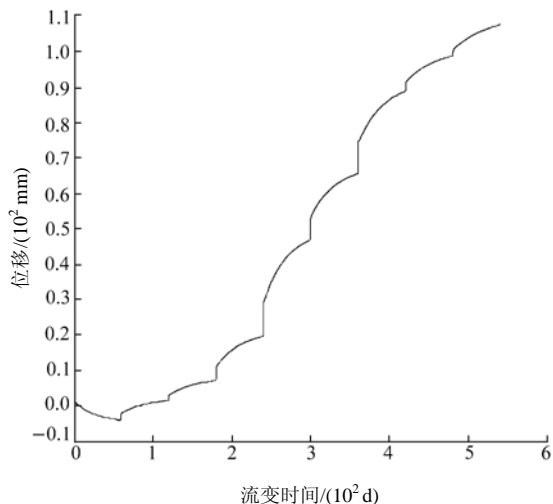


图 9 主厂房上游边墙中部位移 - 流变时间曲线

Fig.9 Variation of displacement with rheological time at the middle of upstream side wall in main powerhouse

在损伤流变的基础上又考虑张开位移的影响, 从图 9 中可以看出, 关键点经过 540 d 的长期流变后位移约为 110 mm, 经张开位移公式计算得出张开位移约为 41 mm, 所以关键点总位移约为 151 mm, 与实际位移相符; 在此张开位移在总位移中所占的比率约为 1/3。由此可以看出, 考虑岩体的张开位移是必要的。

5.3 塑性区计算结果

在分步开挖过程中, 洞室围岩塑性区逐渐向深部发展, 塑性区逐渐增大, 塑性区以压剪破坏为主。在损伤流变模型中三大洞室围岩的塑性区总体积为 2 354 774 m³, 而在弹塑性模型中, 塑性区体积为 303 979 m³, 因此前者比后者增大了约 8 倍之多。

6 结 论

(1) 提出了三维损伤流变模型并实现了 540 d 的流变计算, 其计算结果较符合实际的监测结果, 预测了洞室的长期变形。应认为该模型和分析方法可应用于以后的类似工程计算。

(2) 运用裂隙张开附加位移的预测方法取得较好效果, 弥补了连续分析法计算围岩大变形的不足。本工程劈裂区的裂隙张开位移约占总位移的 1/3。可见引入张开位移预测法的重要性。

(3) 主厂房和尾调井上下游边墙的松弛劈裂区大多为 8 m 左右。主变室上下游边墙的深度约为 5 m。由于这些深度大体上与系统锚杆支护的深度相当。劈裂区的岩体会产生裂缝, 但表层围岩尚未与深部岩体完全脱开。因此在锚固作用下目前尚不会出现大的安全问题, 但需加强位移观测。建议对劈裂区做注浆处理。

参考文献(References):

[1] HIBINO S, MOTOJMA M. Characteristic behavior of rock mass during excavation of large caverns[C]// Proceedings of the 8th International Congress on Rock Mechanics. Tokyo, Japan: [s.n.], 1995: 583 - 586.

[2] 孙 钧. 岩土材料流变及其工程应用[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1999: 15 - 37.(SUN Jun. Rheology of geotechnical materials and its application to engineering[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 1999: 15 - 37.(in Chinese))

[3] 朱维申, 邱祥波. 损伤流变模型在三峡船闸高边坡稳定分析的初步

- 应用[J]. 岩石力学与工程学报, 1997, 16(5): 431 - 436.(ZHU Weishen, QIU Xiangbo. Preliminary stability analysis of high slope of the Three Gorges shiplock by damage rheology model[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 1997, 16(5): 431 - 436.(in Chinese))
- [4] 陈卫忠, 朱维申, 李术才. 节理岩体断裂损伤耦合的流变模型及其应用[J]. 水利学报, 1999, (12): 33 - 37.(CHEN Weizhong, ZHU Weishen, LI Shucai. Rheology and fracture damage coupled model for rock mass and its application[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1999, (12): 33 - 37.(in Chinese))
- [5] 张明, 毕忠伟, 杨强, 等. 锦屏 I 级水电站大理岩蠕变试验与流变模型选择[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(8): 1 530 - 1 537.(ZHANG Ming, BI Zhongwei, YANG Qiang, et al. Creep test and rheological model selection of marble of Jinping I hydropower station[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(8): 1 530 - 1 537.(in Chinese))
- [6] 卢波, 王继敏, 丁秀丽, 等. 锦屏 I 级水电站地下厂房围岩开裂变形机制研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(12): 2 429 - 2 441.(LU Bo, WANG Jimin, DING Xiuli, et al. Study of deformation and cracking mechanism of surrounding rock of Jinping I hydropower station[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(12): 2 429 - 2 441.(in Chinese))
- [7] 李仲奎, 周钟, 汤雪峰, 等. 锦屏 I 级水电站地下厂房洞室群稳定性分析与思考[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 28(11): 2 167 - 2 175.(LI Zhongkui, ZHOU Zhong, TANG Xuefeng, et al. Stability analysis and considerations of underground powerhouse cavern group of Jinping I hydropower station[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, 28(11): 2 167 - 2 175.(in Chinese))
- [8] 秦跃平, 王林, 孙文标, 等. 岩石损伤流变理论模型研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(增 2): 2 291 - 2 295.(QIN Yueping, WANG Lin, SUN Wenbiao, et al. Study on rheological theory model of rock damage[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2002, 21(Supp.2): 2 291 - 2 295.(in Chinese))
- [9] 韦立德. 岩石力学损伤和流变本构模型研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(24): 4 265.(WEI Lide. Study on rheological constitutive model of rock damage[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 23(24): 4 265.(in Chinese))
- [10] 陶波, 伍法权, 郭改梅, 等. 西原模型对岩石流变特性的适应性及其参数确定[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(17): 3 165 - 3 171.(TAO Bo, WU Faquan, GUO Gaimei, et al. Flexibility of viscoelasto-plastic model to rheological characteristics of rock and solution of rheological parameter[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(17): 3 165 - 3 171.(in Chinese))
- [11] 褚卫江, 徐卫亚, 杨圣奇, 等. 基于 FLAC^{3D} 岩石黏弹塑性流变模型的二次开发研究[J]. 岩土力学, 2006, 27(11): 2 005 - 2 010.(CHU Weijiang, XU Weiya, YANG Shengqi, et al. Secondary development of a viscoelasto-plastic rheological constitutive model of rock based on FLAC^{3D}[J]. Rock and Soil Mechanics, 2006, 27(11): 2 005 - 2 010.(in Chinese))
- [12] 赵延林, 曹平, 文有道, 等. 岩石弹黏塑性流变试验和非线性流变模型研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(3): 477 - 486.(ZHAO Yanlin, CAO Ping, WEN Youdao, et al. Elastovisco-plastic rheological experiment and nonlinear rheological model of rocks[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, 27(3): 477 - 486.(in Chinese))
- [13] 黄润秋, 黄达, 段绍辉, 等. 锦屏 I 级水电站地下厂房施工期围岩变形开裂特征及地质力学机制研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, 30(1): 23 - 35.(HUANG Runqiu, HUANG Da, DUAN Shaohui, et al. Geomechanics mechanism and characteristics of surrounding rock mass deformation failure in construction phase for underground powerhouse of Jinping I hydropower station[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, 30(1): 23 - 35.(in Chinese))
- [14] ZHOU K, ZHU W S, ZHANG Q B, et al. A damage and fracture model for jointed rock masses and application in stability analysis of an underground cavern group[C]// Proceedings of the 44th US Rock Mechanics Symposium and the 5th US/Canada Rock Mechanics Symposium. [S.l.]: American Rock Mechanics Association, 2010: 1 884 - 2 012.
- [15] 李晓静. 深埋洞室劈裂破坏形成机制的试验和理论研究[博士学位论文][D]. 济南: 山东大学, 2008.(LI Xiaojing. Study of experiment and theory of splitting failure in great depth openings[Ph. D. Thesis][D]. Jinan: Shandong University, 2008.(in Chinese))