

DOI: 10.11779/CJGE201908010

白鹤滩水电站左岸边坡岩石损伤变形反馈分析

钱 波¹, 杨 莹¹, 徐奴文^{*1}, 戴 峰¹, 周家文¹, 樊义林², 徐 剑²

(1. 四川大学水力学与山区河流开发保护国家重点实验室, 四川 成都 610065; 2. 中国三峡建设管理有限公司, 北京 100038)

摘要: 为研究白鹤滩水电站左岸边坡岩石微破裂损伤状态下的宏观变形, 基于现场微震监测数据以及宏观变形资料, 运用震源半径表征岩石破裂尺度, 采用考虑岩石破裂尺度的损伤本构关系, 通过将岩石微破裂信息导入左岸边坡准三维数值模型, 再现开挖工况左岸坝肩岩体卸荷变形过程, 建立微震损伤与边坡宏观变形的定量联系。反馈分析结果表明: 边坡岩体开挖工况下考虑微震损伤模型较未考虑微震损伤变形特征更接近于实际位移测值。考虑微震损伤效应的反馈分析方法作为一种初步的探索性工作, 可为高陡边坡稳定性研究提供新思路。

关键词: 岩石边坡; 微震监测; 反馈分析; 数值模拟; 白鹤滩水电站

中图分类号: TU457 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2019)08-1464-08

作者简介: 钱 波(1995—), 男, 硕士, 主要从事微震监测方面研究工作。E-mail: 18227639357@163.com。

Feedback analysis of rock damage deformation of slope at left bank of Baihetan Hydropower Station

QIAN Bo¹, YANG Ying¹, XU Nu-wen¹, DAI Feng¹, ZHOU Jia-wen¹, FAN Yi-lin², XU Jian²

(1. State Key Laboratory of Hydraulics and Mountain River Engineering, Sichuan University, Chengdu 610065, China; 2. China Three Gorges Construction Management Co., Ltd., Beijing 100038, China)

Abstract: In order to study the macroscopic deformation of the slope at the left bank of Baihetan Hydropower Station in the micro-fracture damage state, based on the micro-seismic monitoring and field deformation data, the source radius was used to characterize the rock fracture scale, and the constitutive relation considering the scale of rock fracture was used to introduce the fracture information into the slope at the left bank. A three-dimensional numerical model was used to reproduce the unloading deformation process of the rock mass of the abutment at the left bank during excavation, and to establish a quantitative connection between microseismic damage and field deformation of the slope. The feedback analysis shows that the microseismic damage model is more similar to the actual displacement measurement under the excavation conditions. The proposed feedback analysis method considering microseismic damage is a preliminary exploratory work and can provide new ideas for the researches on the stability of high and steep slopes.

Key words: rock slope; microseismic monitoring; feedback analysis; numerical simulation; Baihetan Hydropower Station

0 引言

边坡安全稳定性在降雨、地震以及施工等外界扰动下, 会呈现不同程度的衰减, 其内部软弱结构面物理力学特性因扰动呈现劣化趋势是边坡失稳最根本原因, 因此正确采用与岩体损伤程度相对应的参数进行分析才能对边坡后续行为进行合理预测。然而, 边坡岩体力学参数不仅受到结构内部各种裂隙节理及软弱夹层的影响, 同时还受到岩体尺寸效应影响, 仅凭实验室测量和原位测量方法难以准确推断施工扰动下的岩体力学参数。因此, 如何正确确定复杂地质环境下扰动岩体力学参数, 如何根据边坡损伤时效特性对岩体损伤进行定量分析, 使计算结果更符合实际, 是研究边坡稳定性关键。由此应运而生的反馈分析法正

在成为边坡安全稳定性研究的一大趋势^[1]。

正是由于岩体损伤定量评价对于边坡施工过程有着非常重要的影响, 为此, 众多学者开展了一系列研究工作。冯夏庭等^[2]采用多种技术和学科交叉建立了一种高效的岩体力学参数智能反馈分析新方法, 该法可以对施工区域岩体稳定性进行跟踪分析, 为大型边坡工程及地下厂房的安全施工与监测预警提供了新思路; 盛谦等^[3]以三峡船闸高边坡工程为背景, 建立了考虑施工影响的数值模型, 实现了高边坡的开挖卸荷

基金项目: 国家重点研发计划项目(2017YFC1501100); 国家自然科学基金面上项目(51679158)

收稿日期: 2018-06-14

*通讯作者(E-mail: xunuwen@scu.edu.cn)

模拟, 并运用神经网络和遗传算法对结果进行了优化, 得到与实际更为接近的岩体力学参数和应力场; 王瑞红等^[4]以金沙江一双曲拱坝坝肩开挖为背景, 研究了开挖后岩体力学性质劣化趋势, 采用折减之后的参数对边坡岩体应力应变状态进行分析, 并提出了合理的后期加固方案; 周火明等^[5]对三峡船闸施工扰动影响范围内的边坡岩体采用岩体声波测试技术对其边坡岩体力学性质弱化程度进行了研究; 王家臣等^[6]应用Rosenblueth原理、损伤断裂力学等理论, 借助数值模拟建立三维节理岩体概率损伤演化模型, 对露天矿边坡岩体开采过程安全稳定性动态变化规律进行了揭示。

综上所述, 虽然目前针对复杂地质条件下岩体损伤定量分析及预测评价已经取得一定进展, 但是仍存在部分问题未能很好解决。如: 传统的分析方法对于岩体损伤参数的选取通常依赖于试验、监测资料以及前期分析, 然而试验、监测数据与待反演参数之间的关系往往难以准确建立。另一方面, 常规监测方法得到的数据用于岩体反馈分析存在滞后性, 当常规监测方法监测到变形发生时, 岩体内部可能已经发生了较明显的破裂甚至已经贯通形成滑裂面。为了避免上述问题, 微震监测作为一种针对岩体内部微破裂区域进行实时动态监测的方法, 可以监测岩体微破裂萌生、聚集、发育的全过程, 近年来越来越多地被用于边坡岩体稳定性监测^[7]。

本文在上述研究的基础上, 以白鹤滩水电站左岸边坡为工程背景, 以微震监测数据作依托对 FLAC^{3D}进行二次开发, 在不改变软件原有内核的条件下, 对现有的软件本构模型进行拓展, 运用C语言编译了考虑岩石破裂尺度的损伤本构模型, 并将微震监测数据的震源半径作为输入指标, 将微震系统采集到的包括微震破裂信息导入沿拱轴线剖面三维数值模型, 并将数值模拟结果与现场宏观变形监测数据作对比, 实现了 FLAC^{3D} 和微震监测数据的结合, 模拟计算得到了岩石破裂损伤状态下的应力、应变, 实现了 FLAC^{3D} 在功能上的扩展, 为边坡开挖过程岩体损伤的定量评估提供新思路。主要研究思路见图1。

1 考虑岩石破裂尺度的损伤本构模型

微震数据通常蕴含丰富的震源破裂信息, 学者们通过大量研究从监测系统获取到的微震波形资料中得到了一些与地震能量积聚和释放的区域相关的参数, 即为震源破坏特征参数, 包括地震矩、震级、地震能量、震源半径、视应力、应力降、地震变形等。本文将利用震源半径反映岩石破裂的尺度, 并借此与岩石损伤建立直接联系。

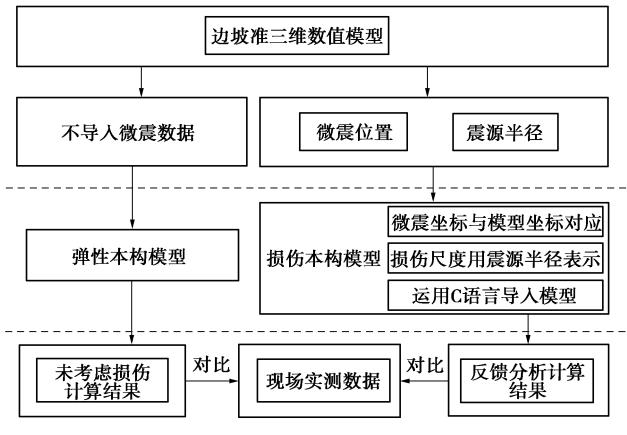


图1 主要研究思路

Fig. 1 Main research ideas

Cai等^[8]为了更方便地对破裂岩体进行研究, 将岩体整体划分成一个一个的特征单元 (representative volume element, 简称RVE) 作为研究对象。Horii等^[9]在研究可能发生摩擦滑动的线性弹性脆性固体时提出了一种基于加载条件的整体瞬时模量估计方法, 其中对于包含裂纹的岩石平均应力和平均应变关系定义为

$$\bar{\varepsilon}_{ij} = C_{ijkl} \bar{\sigma}_{kl} + \frac{1}{2V} \int_{S^c} ([\mu_i] n_j + [\mu_j] n_i) dS, \quad (1)$$

式中, C_{ijkl} 为完整岩体柔性张量, S^c 为破裂表面积, n_i 为破裂的单位正向量, $[\mu_i]$ 为破裂面的位移增加量, $\bar{\sigma}$ 为平均应力, V 为RVE单元的体积。

式(1)中, $\frac{1}{2V} \int_{S^c} ([\mu_i] n_j + [\mu_j] n_i) dS$ 为岩石破裂导致的应变增量。在给定的损伤状态下, 假设岩体整体弹性, 此时可以将式(1)简化为

$$\bar{\varepsilon}_{ij} = (C_{ijkl} + C_{ijkl}^p) \bar{\sigma}_{kl} = \bar{C}_{ijkl} \bar{\sigma}_{kl}, \quad (2)$$

式中, \bar{C}_{ijkl} 为常有效弹性柔性张量, C_{ijkl}^p 为破裂引起的柔性张量。

为了考虑破裂对岩体材料的影响, 计算出对应的应变增量, Cai等^[10]在上述的基础上进行了简化, 提出了式(3)所示本构关系:

$$\bar{\varepsilon}_i = \bar{C}_{ij} \bar{\sigma}_j \quad (i, j=1, 2, 3, \dots, 6). \quad (3)$$

二维情况下, 二维弹性体柔度矩阵为

$$\bar{C}_{ij} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -\nu & 0 \\ -\nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 2 \end{bmatrix}. \quad (4)$$

根据 Cai等^[10]的研究对于有随机分布节理的岩体, 其柔度矩阵可以写为

$$\bar{C}_{ij} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1+a_0 & -\nu & 0 \\ -\nu & 1+a_0 & 0 \\ 0 & 0 & 2(1+\nu)+2a_0 \end{bmatrix}. \quad (5)$$

式中 E 为完整岩体弹性模型; a_0 为岩体破裂损伤变量, $a_0 = \omega(1+\omega)$, ω 为岩体破裂密度, $\omega = N\pi r_0^2/V$, r_0 为微震震源半径。

在弹性力学中, 当研究物体一个方向的长度远远大于其余两个方向的长度, 且各个截面的尺寸和形状基本相同, 则可以认为长度方向位移为 0, 这类问题可以认为是平面应变问题, 在平面问题中, 应力、应变和位移都是与长度方向无关的函数, 由于所取的白鹤滩边坡模型为一个剖面, 所以将其近似简化为平面应变问题, 弹性力学中将各向同性应力应变本构方程表达为

$$\begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{bmatrix} = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1 & \frac{\nu}{1-\nu} & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\nu}{1-\nu} & 1 & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\nu}{1-\nu} & \frac{\nu}{1-\nu} & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{bmatrix} \quad (6)$$

基于上述分析, 根据 Cai 等的研究, 将式 (6) 加以变换, 可以得到此时三维平面应变下节理岩体的损伤本构柔度矩阵为

$$\bar{C}_{ij} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1+a_0 & -\nu & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & 1 & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & -\nu & 1+a_0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu)+2a_0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) \end{bmatrix} \quad (7)$$

2 沿拱轴线边坡三维数值模型

2.1 模型建立

选择白鹤滩左岸边坡高程 880~550 m 沿拱轴线地质剖面建立左岸边坡模拟模型(图 2)。模型建立方法: 采用第三方有限元软件 ANSYS 生成网格, 然后再通过插件将网格节点数据导入 FLAC^{3D} 中。数值模

型共包括 246075 个六面体单元, 底部高程为 480 m, 最高处高程为 880 m, 横河向 570 m, 顺河向 50 m, 模拟范围主要包括 9 条软弱结构面(层内错动带 LS₃₃₇, LS₃₃₁, LS₃₃₁₈, LS₃₃₁₉, 层间错动带 C₃₋₁, C₃, 后缘面断层 F₁₇, f₁₁₀, f₁₀₈)。模型坐标系按图中所示: X 轴正方向指向右岸边坡(即 SE50°), Y 轴正方向指向河流上游(即 SW40°), Z 轴正方向铅直向下。计算区域两侧施加 x 法向约束, 前后施加 y 方向法向约束, 底面部分关键节点采取 x, y, z 三方向约束, 临空面自由。坡体岩体根据 GB50287—2006 主要分为 II、III、IV、V 类四类, 岩性为玄武岩, 模型中岩体和结构面参数取值自《金沙江白鹤滩水电站左右岸 600 m 高程以上坝肩开挖及支护工程招标设计报告》^[11], 如表 1 所示。模型边界条件施加完成后, 采用 C 语言编译考虑岩石破裂尺度的损伤本构模型, 在 FLAC^{3D} 运行时直接作为动态链接库载入并赋予模型中所有岩石单元。

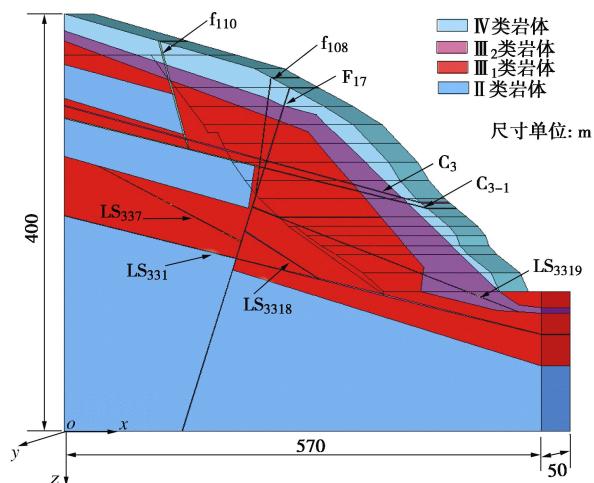


图 2 白鹤滩水电站左岸边坡拱轴线剖面图

Fig. 2 Section of slope at left bank of Baihetan Hydropower Station

表 1 数值计算力学参数

Table 1 Mechanical parameters for numerical calculation

岩体类型	弹性模量/GPa	抗压强度/MPa	泊松比	剪切强度 $\varphi /(^{\circ})$	剪切强度 c/MPa	密度 $(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$
II	15.00	100	0.23	36	1.40	2.80
III ₁	12.00	70	0.24	36	1.10	2.68
III ₂	11.00	55	0.26	35	0.75	2.60
IV	5.00	35	0.32	33	0.50	2.50
f ₁₁₀	0.60	20	0.35	28	0.15	2.22
f ₁₀₈	0.30	16	0.35	27	0.15	2.20
F ₁₇	1.00	23	0.34	28	0.15	2.13
C ₃₋₁	0.71	22	0.35	28	0.04	2.05
C ₃	0.40	18	0.34	28	0.10	2.13
LS ₃₃₁₉	0.25	15	0.33	26	0.10	2.11
LS ₃₃₇	0.20	18	0.35	25	0.05	2.03
LS ₃₃₁₈	0.30	10	0.35	26	0.10	2.14
LS ₃₃₁	1.30	23	0.35	27	0.06	2.15
覆盖层	2.00	30	0.22	32	1.40	2.30

白鹤滩水电站左岸坝基边坡拱间槽区域于2013年9月5日正式动工,采用分层分段爆破开挖方式,每层厚度10 m左右,施工进度如图3所示。历时15个月于2014年12月26日开挖至628 m高程,现场人员巡视时发现660 m高程帷幕洞WML2和排水洞PSL2口附近混凝土喷层沿LS₃₃₁₉层面方向出现开裂,坝肩槽下游680 m高程附近断层F₁₇出露部位出现沿断层方向张拉裂缝,因此造成建基面暂停开挖,并对坝基进行紧急固结灌浆与锚索支护。在跟进加固措施后,坝基边坡建基面于2016年1月30日左右恢复开挖。此次数值模拟为了尽可能真实地反映逐层开挖逐层加固施工情况下的边坡岩体变形响应机制,数值模型参照白鹤滩现场拱肩槽区域加固施工图(图4)增加了锚索的模拟。现场锚索采用3000 kN级预应力锚索,长度根据地质勘探情况在30~70 m之间,间距4 m×4 m,锚固角垂直于建基面,数值模型锚固图见图5。

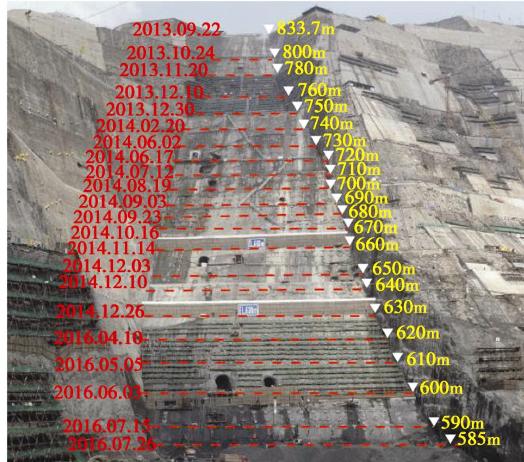


图3 左岸坝肩边坡分层开挖进度

Fig. 3 Layered excavation progress of abutment slope at left bank

2.2 微震参数嵌入

白鹤滩左岸采用了加拿大ESG公司生产的微震

监测系统,该系统于2014年11月10日构建完成^[12],多点位移计于2014年12月14日安装调试完成,此时边坡已经开挖至680 m高程附近,鉴于此,680 m高程以上微震及现场数据存在缺失,对于模拟的对比结果有一定的影响。为建立白鹤滩左岸边坡岩体损伤与微震活动的定量联系,以左岸边坡拱肩槽区域为研究对象选取一定时间段内的微震事件进行研究,在综合考虑上述各种因素作用后,选取了两个时间段的微震事件,分别是2014年12月1日到2015年1月31日(开挖高程为740~680 m)和2016年4月1日到2016年12月31日(开挖高程为630~550 m)。圈定相应部位的微震监测数据,以2014年12月1日到2015年1月31日时段为例,选定的微震数据采集区域在俯视图中为大地坐标系(E589012, N3012917)、(E588989, N3012878)、(E589130, N3012797)、(E589153, N3012836)4个定位点围成的矩形区域,空间范围为高程740~680 m的立方体。根据数值模型,选择坝顶参照点,参照点大地坐标为(E589053, E3012865, D834),模型中的坐标为(172.7, 60, 405),根据参照点坐标建立坐标转换关系,将圈定范围内微震数据定位到数值模型中,此段开挖期微震有效数据共计309个。模型中岩石单元均采用考虑岩石破裂尺度的损伤本构模型,震源半径由加拿大ESG公司微震监测系统自带的SeisVis软件读取,如图6所示,系统使用环形断层面假定,将震源破裂区等效为一个半径为r的圆盘,按Brune模型计算^[13],代表震源处的破裂尺度。计算公式为

$$r_0 = \frac{K_c V_s}{2\pi f_{0c}} \quad , \quad (8)$$

式中, K_c 为 P 波或 S 波的角频率,对于瞬时应力释放, $K_c=2.34$, 对于准动态圆形震源, $K_p=2.01$, $K_s=1.32$ ^[14]。

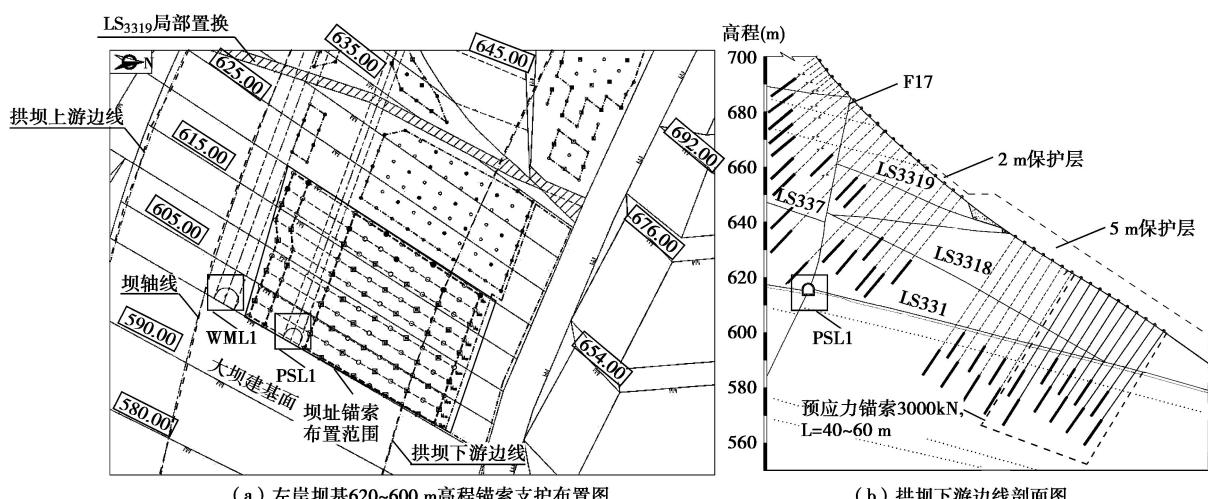


图4 坝基锚索支护布置

Fig. 4 Layout of anchor cable support in dam foundation

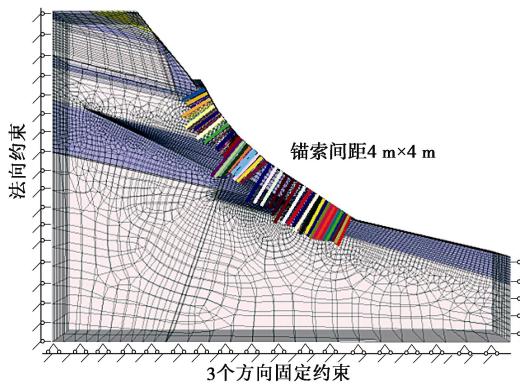


图 5 模型锚索加固图

Fig. 5 Reinforcement of model anchor cables

当微震数据定位至模型相应岩石单元时, 输入微震数据的震源半径, 可计算得到该岩石单元的破裂密度、岩体破裂损伤变量以及该单元在受到岩石破裂损伤情况下的应变增量, 通过 FLAC^{3D} 的计算循环最终可以得到该单元在损伤状态下的应力、应变, 将一定时段内的所有微震数据定位到数值模型中即可计算得到该时段边坡岩体在受到损伤状态下的应力应变情况。微震空间分布图及其相关信息与模型开挖过程对应关系见图 7, 8。

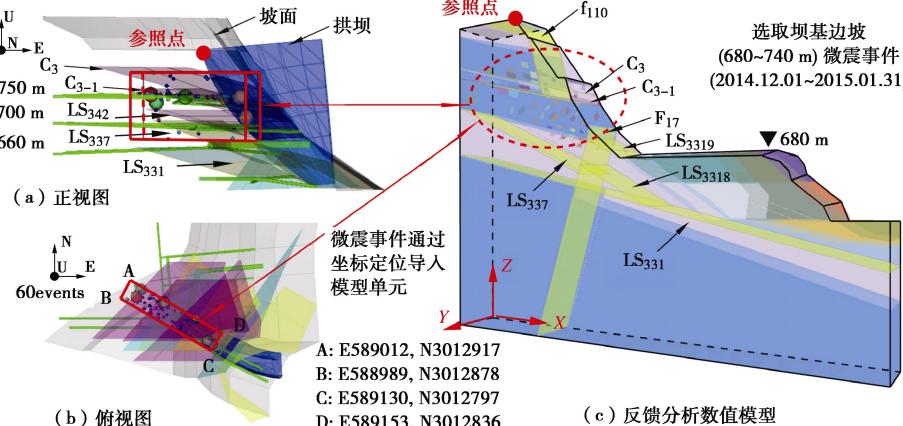


图 7 2014-12-01—2015-01-31 时段微震信息导入模型

Fig. 7 Microseismic information importing model during period of Dec. 1, 2014 to Jan. 31, 2015

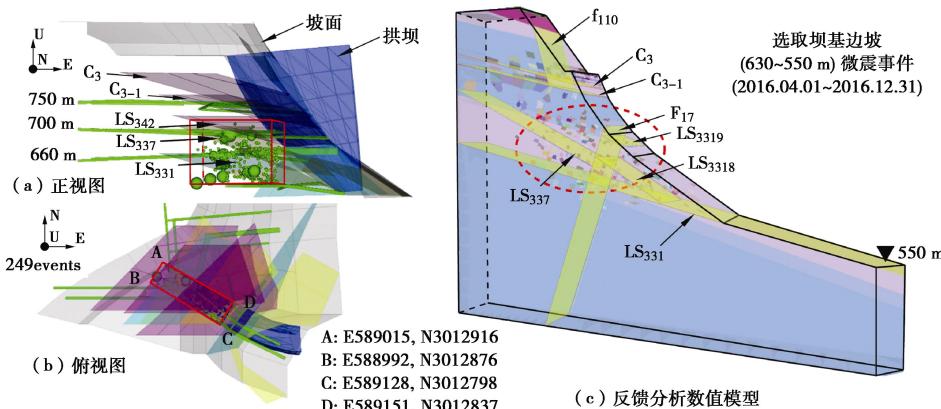


图 8 2016-04-01—2016-12-31 时段微震信息导入模型

Fig. 8 Microseismic information importing model during period of April 1, 2016 to Dec. 31, 2016

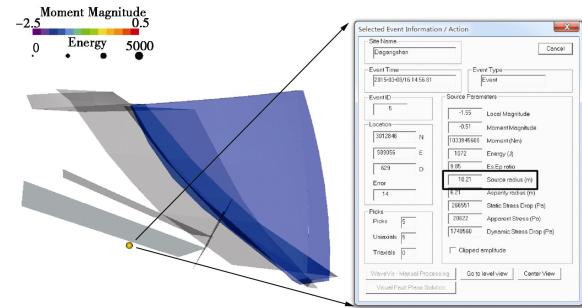


图 6 SeisVis 软件中的微震事件震源半径

Fig. 6 Source radius of microseismic event in SeisVis

3 结果分析

图 9 为考虑微震损伤情况下白鹤滩左岸拱肩槽边坡开挖期间岩体的位移变化云图, 图 10 为模型开挖至 550 m 高程位移矢量图, 选取图中多点位移计△Mzjc-3 监测点为数值模拟位移监测点, 图 11 为位移监测点水平位移及总位移与开挖步关系, 可以看出: ①开挖引起边坡变形的方向为向上并指向河谷, 由铅直向回弹位移和水平位移构成, 但是由于增加了锚固

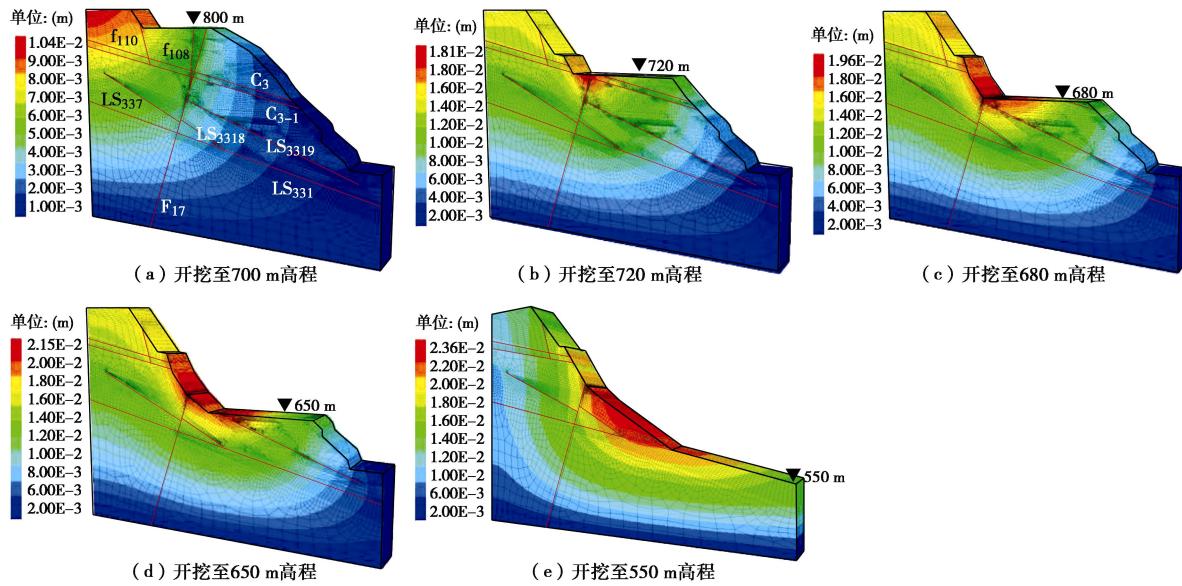


图9 考虑损伤效应模型开挖过程位移变化云图

Fig. 9 Displacement clouds of model considering damage effect during excavation process

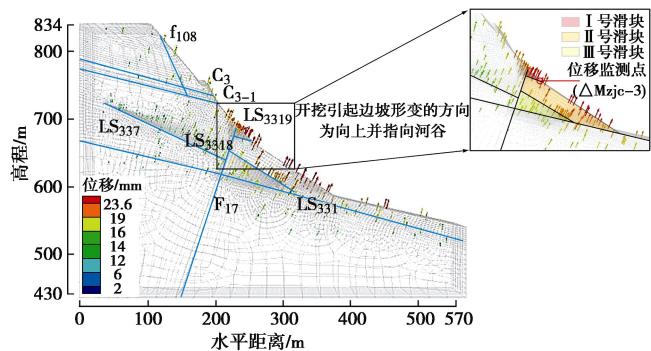


图10 模型开挖至 550 m 高程位移矢量图

Fig. 10 Displacement vectors of model excavation to elevation of 550 m

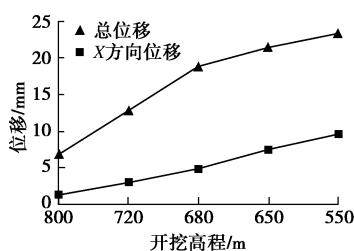


图11 监测点水平位移与总位移变化

Fig. 11 Horizontal and total displacements at monitoring points 作用, 坡表变形程度有所减弱, 最大位移低于 30 mm; ②每层开挖完成后的最大位移均出现开挖完成面附近, 尤其集中在软弱结构面出露的坡脚地带, 开挖至 720 m 高程时最大位移出现在 C_3 和 C_{3-1} 出露地带, 开挖至 680 m 高程时最大位移出现在 F_{17} 出露地带, 开挖至 650 m 高程时最大位移出现在 LS_{3319} 出露地带; ③水平向卸荷作用随着开挖面的降低对边坡产生的影响不断增大, 使得水平向位移在总位移中所占比例增大, 中上部开挖时, 开挖至 720 m 高程, 水平向位移

占总位移的比例大约在 21%, 开挖至下部高程 550 m 时, 水平向位移占总位移的比例在 41% 左右。

图 12 为考虑微震损伤情况下白鹤滩左岸拱肩槽边坡开挖期间岩体的剪应变率变化情况, 颜色越红的区域表示剪应变率越大, 从图 12 中可以看出: 在边坡开始施工以后, 由于周围岩体开挖扰动的影响, 软弱结构面附近应力集中, 剪应变率较大, 开始发生剪切应变, 并且随着开挖高程的降低以及卸荷深度的增加, 该现象越来越明显。在开挖至 550 m 高程后, F_{17} 与 LS_{3319} 形成的楔形体区域剪切应变率增加极其明显, 表明边坡下部开挖会影响上部结构面的变形。层内错动带 LS_{3319} 产生剪切变形量较大的原因是地应力相对较高且上盘岩体较为薄弱, 在开挖后由于水平卸荷增加导致的水平位移增长, 岩体发生拉伸剪切变形; 另一方面由于该区域浅层岩体为柱状节理玄武岩, 抗施工扰动能力较差。因此为避免滑裂面切割形成的危险滑动块成为影响边坡安全稳定的危险因素, 在下部边坡高程 660~628 m 柱状节理玄武岩分布段施工过程中, 需关注施工动态对其进行及时支护加固处理。图 13 为 $\triangle Mzjc-3$ 监测点位移时序过程线, 图 14 为位移对比表, 在反馈分析模型与未导入微震数据的普通模型上均选取现场多点位移计 $\triangle Mzjc-3$ 监测点记录其开挖过程数据, 选取了 2016 年 3 月 1 日至 2016 年 12 月 31 日微震监测期及多点位移计监测期 650 m 到 550 m 高程开挖时段的数据进行分析, 该区域采用分段开挖的施工方式。可以看出: ①未考虑微震损伤模型与考虑微震损伤模型的位移监测量相较于现场监测都略微偏小, 原因是现场该部分区域为柱状玄武岩区域, 变形更为明显, 而数值模拟中, 未考虑柱状玄武岩的

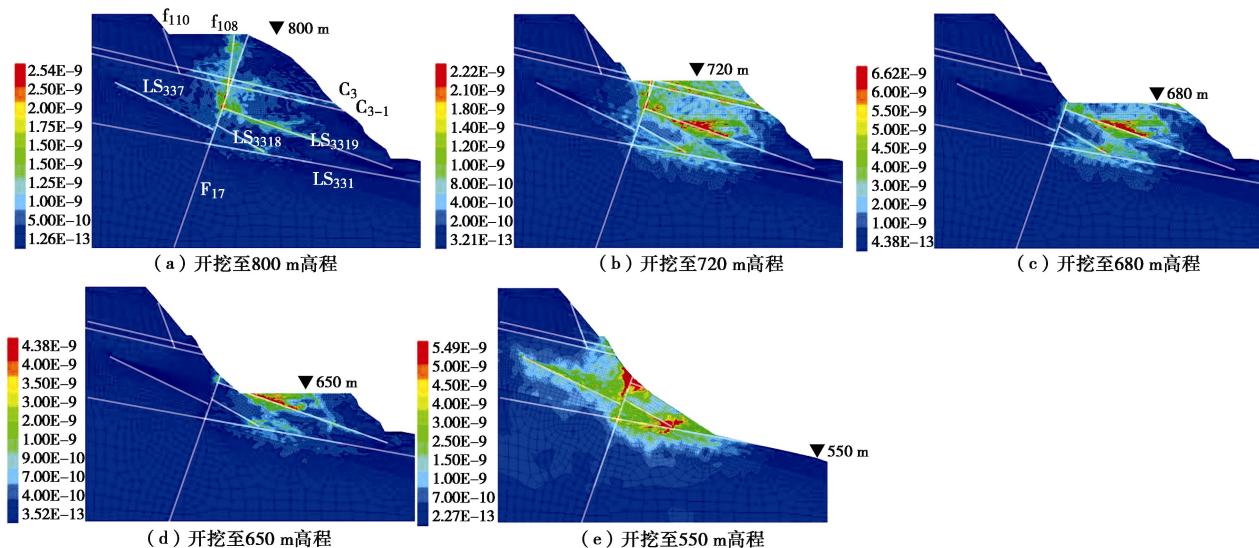


图 12 考虑损伤效应模型开挖过程剪应变率

Fig. 12 Shear rate of model considering damage effect during excavation process

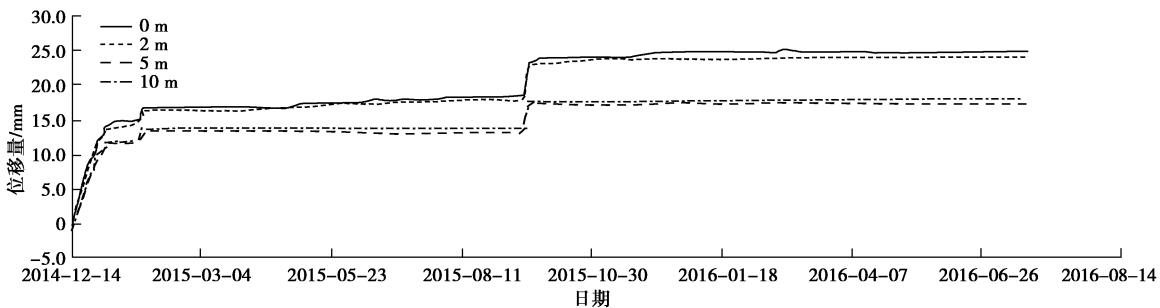
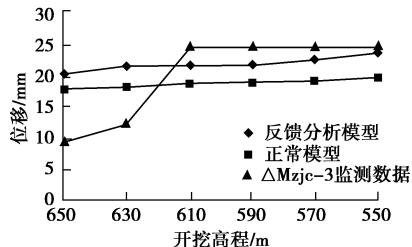
图 13 左岸坝基高程 654.53 m 变位计 $\triangle Mzjc-3$ 时序过程线Fig. 13 Sequence time line displacement gauge $\triangle Mzjc-3$ at elevation of 654.53 m at left bank slope

图 14 开挖过程边坡位移对比

Fig. 14 Comparison of slope displacements during excavation process

影响; ②与未考虑微震损伤相比, 考虑微震损伤时边坡位移更接近于现场多点位移监测数据, 增加量约数毫米, 增量不算明显主要是由于各种原因局限使得选取研究时段较短, 且该时段微震事件震源半径不大, 分布相对分散; ③前期现场多点位移计监测数据增长较数值模拟位移增长较快, 主要是由于多点位移计安装于 2014 年 12 月 14 日, 安装初期位移增长会较为明显。

4 结 论

(1) 扩展了考虑岩石破裂尺度的损伤本构关系,

相比于传统本构关系, 考虑岩石破裂尺度的损伤本构关系能够直观反映岩石内部微裂纹的损伤效应, 且用户能够根据计算需求自行选择岩石破裂尺度表征参数。

(2) 以微震震源半径表征岩石破裂尺度, 结合微震监测数据与 FLAC^{3D} 软件模拟分析岩体微震损伤状态下的变形特征, 相比于传统方法, 能更好地反演岩体施工扰动下的力学性质, 实现了考虑微震损伤的边坡岩体模拟分析, 为定量评估岩体损伤, 开展岩体反演分析方法提供了新的方法。

(3) 边坡分层开挖数值计算结果表明, 与未考虑微震损伤相比, 考虑微震损伤时边坡位移更接近于现场多点位移监测数据, 增加量约数毫米, 增量不算明显, 主要是由于各种原因局限使得选取研究时段较短, 且该时段微震事件震源半径不大, 分布相对分散; 边坡未考虑微震损伤模型与考虑微震损伤模型的位移监测量相较于现场监测都略微偏小, 原因是现场该部分区域为柱状玄武岩区域, 变形更为明显, 而数值模拟中未考虑柱状玄武岩的影响。因此, 对于大型边坡工程而言, 在施工工程中岩体内部破裂情况复杂, 为避

免发生相关安全事故保障生产安全, 对于岩体力学性质的反馈分析是十分必要的。

参考文献:

- [1] 杨天鸿, 张锋春, 于庆磊, 等. 露天矿高陡边坡稳定性研究现状及发展趋势[J]. 岩土力学, 2011, 32(5): 1437–1451. (YANG Tian-hong, ZHANG Feng-chun, YU Qing-lei, et al. Research situation of open-pit mining high and steep slope stability and its developing trend[J]. Rock Mechanics and Soil, 2011, 32(5): 1437–1451. (in Chinese))
- [2] 冯夏庭, 周辉, 李邵军, 等. 复杂条件下岩石工程安全性的智能分析评估和时空预测系统[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(9): 1741–1756. (FENG Xia-ting, ZHOU Hui, LI Shao-jun, et al. System of intelligent evaluation and prediction in space-time for safety of rock engineering under hazardous environment[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, 27(9): 1741–1756. (in Chinese))
- [3] 盛谦, 丁秀丽, 冯夏庭, 等. 三峡船闸高边坡考虑开挖卸荷效应的位移反分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2000, 19(增刊1): 987–993. (SHENG qian, DING Xiu-li, FENG Xia-ting, et al. Displacement back analysis for the high slope of the Three Gorges Project considering the effect of excavation effect[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2000, 19(S1): 987–993. (in Chinese))
- [4] 王瑞红, 李建林, 刘杰, 等. 考虑岩体开挖卸荷动态变化水电站坝肩高边坡三维稳定性分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(增刊1): 3515–3515. (WANG Rui-hong, LI Jian-lin, LIU Jie, et al. Three dimensional stability analysis of dam abutment high slope dynamic behaviors considering rock mass unloading[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, 26(S1): 3515–3515. (in Chinese))
- [5] 周火明, 盛谦, 李维树, 等. 三峡船闸边坡卸荷扰动区范围及岩体力学性质弱化程度研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(7): 1078–1081. (ZHOU Huo-ming, SHENG Qian, LI Wei-shu, et al. Excavation-disturbed zone and weaken degree of mechanical properties for rockmass of TPG shiplock slope[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 23(7): 1078–1081. (in Chinese))
- [6] 王家臣, 常来山, 陈亚军. 节理岩体边坡概率损伤演化规律研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(7): 1396–1401. (WANG Jia-chen, CHANG Lai-shan, CHEN Ya-jun, et al. Study on probability damage evolutionary rule of jointed rock mass slope[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, 25(7): 1396–1401. (in Chinese))
- [7] 徐奴文, 梁正召, 唐春安, 等. 基于微震监测的岩质边坡稳定性三维反馈分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, 33(增刊1): 3093–3104. (XU Nu-wen, LIANG Zheng-zhao, TANG Chun-an, et al. Three-dimensional feedback analysis of rock slope stability based on microseismic monitoring[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, 25(7): 1396–1401. (in Chinese))
- [8] CAI M, KAISER P K, MARTIN C D. Quantification of rock mass damage in underground excavations from microseismic event monitoring[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2001, 38(8): 1135–1145.
- [9] HORII H, NEMAT-NASSER S. Overall moduli of solids with microcracks: load-induced anisotropy[J]. Journal of the Mechanics and Physics of Solids, 1983, 31(2): 155–171.
- [10] CAI M, HORII H. A constitutive model of highly jointed rock masses[J]. Mechanics of Materials, 1992, 13(3): 217–246.
- [11] 中国水电顾问集团华东勘测设计研究院. 金沙江白鹤滩水电站左右岸 600 m 高程以上坝肩开挖及支护工程招标设计报告[R]. 杭州:中国水电顾问集团华东勘测设计研究院, 2013. (HydroChina Huadong Engineering Corporation. Bidding design report for excavation and supports of left and right dam spandrels above 600 m elevation at Baihetan hydropower station along Jinsha River[R]. Hangzhou: HydroChina Huadong Engineering Corporation, 2013. (in Chinese))
- [12] 徐奴文, 李彪, 戴峰, 等. 基于微震监测的顺层岩质边坡开挖稳定性分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, 35(10): 2089–2097. (XU Nu-wen, LI Biao, DAI Feng, et al. Stability analysis of bedding rock slope during excavation based on microseismic monitoring[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, 35(10): 2089–2097. (in Chinese))
- [13] BRUNE J N. Tectonic stress and the spectra of seismic shear waves from earthquakes[J]. Journal of Geophysical Research, 1970, 75(26): 4997–5009.
- [14] MADARIAGA R. Dynamics of an expanding circular fault[J]. Bulletin of the Seismological Society of America, 1976, 66(3): 639–666.