

高应力下大型硬岩地下洞室群稳定性设计优化的裂化 - 抑制法及其应用

江 权¹, 冯夏庭^{1,2}, 李邵军¹, 苏国韶^{1,3}, 肖亚勋¹

(1. 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, 湖北 武汉 430071; 2. 东北大学 深部金属矿山安全开采教育部重点实验室, 辽宁 沈阳 110819; 3. 广西大学 土木建筑工程学院, 广西 南宁 530004)

摘要: 针对高应力下大型硬岩地下洞室群突出的围岩灾害性破坏问题, 在多个深部/高应力地下洞室群开挖方案与支护参数优化研究及实践基础上, 提出高应力下大型硬岩地下洞室群稳定性优化的裂化 - 抑制设计方法新理念及其基本原理、关键技术和实施流程。该方法认为高应力下地下洞室硬岩大变形与灾害性破坏本质上是其内部破裂发展和开裂的外在表现形式, 为此建立以抑制硬岩内部破裂发展为核心切入点的理念, 以硬岩的开裂测试分析、减裂开挖调整、止裂支护控制为三要素, 提出: (1) 通过系统地开展洞室群开挖方案优化分析, 从开挖角度尽量减少和避免围岩开裂的规模、深度和程度技术体系; (2) 通过支护参数、支护时机优化, 从支护角度抑制围岩进一步裂化并强化松弛/开裂围岩的整体性从而抵抗地层压力, 将围岩从被支护对象转换为承载结构, 从而实现充分调动围岩自身承载性能来维护和再造围岩承载拱, 达到工程安全、高效和经济的目标。拉西瓦水电站地下洞群开挖顺序优化、白鹤滩水电站地下厂房顶拱支护方案优化、中国锦屏深地实验室的围岩支护参数复核等工程实践表明了其合理性和实用性。

关键词: 岩石力学; 高应力; 地下洞室; 裂化抑制法; 设计优化; 稳定性分析

中图分类号: TU 45

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 6915(2019)06 - 1081 - 21

Cracking-restraint design method for large underground caverns with hard rock under high geostress condition and its practical application

JIANG Quan¹, FENG Xiating^{1,2}, LI Shaojun¹, SU Guoshao^{1,3}, XIAO Yaxun¹

(1. State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan, Hubei 430071, China; 2. Key Laboratory of Ministry of Education on Safe Mining of Deep Metal Mines, Northeastern University, Shenyang, Liaoning 110819, China; 3. School of Civil and Architecture Engineering, Guangxi University, Nanning, Guangxi 530004, China)

Abstract: The stability of surrounding hard rock in large underground caverns always challenges its design and excavation under high geostress condition. A new cracking-restraint design method for caverns' stability optimization was proposed based on the summarization and practice of many underground caverns under high geostress condition. This method points out that the inner cracking of hard rock is the root factor for rock's large

收稿日期: 2018 - 09 - 28; **修回日期:** 2019 - 02 - 02

基金项目: 国家重点研发计划(2016YFC0600707); 国家自然科学基金创新群体项目(51621006); 国际深部地质工程研究计划(115242KYSB20160017) Supported by the Key Research Development Program of China(Grant No. 2016YFC0600707), National Natural Science Foundation of China(Grant No. 51621006) and International Deep Geological Engineering Research Program(Grant No. 115242KYSB20160017)

作者简介: 江 权(1978 -), 男, 博士, 2001年毕业于中国地质大学(武汉)隧道与地下工程专业, 现任研究员, 主要从事深部/高应力下大型地下洞室群稳定性分析、结构面力学特性等方面的研究工作。E-mail: qjiang@whrsm.ac.cn. 通讯作者: 冯夏庭(1964 -), 男, 现任教授、博士生导师。E-mail: fengxiating@mail.neu.edu.cn

DOI: 10.13722/j.cnki.jrme.2018.1147

deformation and failure. Taking the testing of rock mass break, excavation optimization for reducing the cracking scale and supporting reinforcement for restraining the cracking development as three basic factors and considering the way of restraining cracking of hard rock as the key issue ideology, optimization operations were synthetically carries out. A technical system for reducing or avoiding cracking scale, depth and degree of hard rock was proposed through improving the global excavation scheme. It is pointed out that, for the purpose of safety, efficiency and economy, rational selections of supporting parameters for rock bolts or cables and supporting time for surrounding rock help to restrain cracking of surrounding rock and to strengthen the integrality and the resistance of cracking surrounding rock, and make surrounding rock as a bearing structure for fully mobilizing its own bearing capacity to reinforce or build a load-bearing arch of surrounding rock. Applications in Laxiwa hydraulic station, Baihetan hydraulic station and Chinese Jinping deep laboratory indicate that the developed method is reasonable and useful.

Key words: rock mechanics; high geostress; underground cavern; cracking-restraint method; design optimization; stability analysis

1 引言

“深海、深空、深地”已成为当前国际科学研究的前沿主题,我国日益增长的能源、资源和交通等刚性需求必将促使矿山开采、水电开发、隧道建设等进一步向地下深部发展^[1],例如未来10~15 a,铁矿资源的50%、有色金属矿资源的33%、煤炭资源的53%将进入1 000 m以下开采^[2-3],深部高应力下地下工程建设必将趋于常态化。

地下工程建设过程中,洞室围岩稳定性控制是首要科学问题,如何通过科学合理且经济可靠的开挖与支护优化方法与技术有效地控制岩体的有害变形与灾害性破坏是大型地下工程建设不可回避的技术难题。在长期交通、水电站、矿山地下工程实践中,国内外先后逐步发展了一系列的地下工程开挖与支护设计方法,如Terzaghi土拱理论^[4-8]、普氏压力拱理论^[9]、矿山法(mine tunnelling method)^[10]、新奥法(new Austrian tunnelling method)^[11]、荷载-结构法^[12]、地层-结构法/收敛-约束^[13],并为我国现行的铁路、公路、地铁工程隧道设计规范采用而广泛应用于地下工程开挖施工与围岩支护设计^[14]。然而,近年多个具有深埋/高应力背景的大型硬岩地下隧道、巷道和洞室群施工实践表明,由于岩石强度/地应力比值较低(围岩应力集中区的强度/重分布应力比值更低),应力驱动型岩体大变形与围岩失稳灾害突出^[15-22],现有地下工程开挖与支护设计的理论和方法在应对具有深部/高应力下硬岩破裂灾害防控方面的不足日渐暴露^[5, 23-24],如锦屏一级水电站厂房开挖过程中,虽然根据传统经验与计算分析对

主厂房顶拱进行了系统的锚杆和锚索加强支护,但厂房开挖到中下部时顶拱和拱座却出现明显的岩体内部开裂,导致超过10 m的围岩松弛破裂深度和超过200 mm的围岩大变形^[25];在建的川藏铁路巴玉隧道相当多的洞段按新奥法施工喷锚支护后却出现多起应力型塌方与岩爆灾害^[26];冬瓜山铜矿、大红山铁矿、玲珑金矿等矿山的多起深部井巷应力型围岩失稳灾害都表明基于传统矿山法的围岩开挖与支护方法无法有效地应对深部工程围岩的应力诱发型灾害难题^[15, 27-28]。

总的来看,现有地下工程开挖与支护方法或技术应用于高应力地下洞室群稳定性设计和施工时存在不足的主要原因可能有:(1)现有的地下工程支护方法和技术主要起源并完善于中低应力条件下的地下工程实践,未能充分考虑高地应力下围岩渐进破坏因素对围岩支护的影响;(2)传统洞室开挖与支护优化的基本出发点和优化目标都是控制围岩卸荷变形,而深部硬岩开挖卸荷后通常是由重分布应力驱使围岩破裂并致灾,即深部工程灾害本质上是岩体内部破裂过度发展进而导致大变形和失稳现象;(3)传统开挖与支护优化的理论与方法通常针对一般跨度不大的公路、铁路、矿山的隧道/巷道(如规范^[29]要求对跨度超过15 m的洞室支护须做专题验算),未能充分考虑到高地应力下大高度、大跨度地下洞群开挖过程中的应力动态转移的特殊性。因此,为满足日渐迫切的深部大型地下工程建设需求,在现有大型地下工程围岩支护研究的经验总结和理论积累基础上,有必要提出高应力下大型硬岩地下洞室群的开挖与支护优化新理念和新方法。团队依托多个高应力地下硬岩洞室群工程,首先在拉西瓦

水电站地下厂房洞群从减小围岩破裂深度和程度的角度开展了洞群开挖顺序优化和控制母线洞区域围岩环向开裂支护优化的理论方法研究^[30]，进而在总结锦屏二级水电站地下洞室群和和引水隧洞群开挖与支护优化分析基础上提出了裂化 - 抑制法 (cracking-restraint design, CRD)^[31]，并经过近年多个具有高应力特征的水工洞室群、交通隧道、深部物理实验室的系统性开挖与支护优化实践丰富、发展并完善^[32]。

为此，本文重新审视多个具有高应力背景的大型地下洞室群稳定性研究与优化分析研究积累基础上，系统阐述了高应力下大型硬岩地下洞室群稳定性的裂化 - 抑制优化设计的基本思想，基于深部硬岩大变形与失稳灾害本质是岩体内部破裂这一基本认识，提出通过开挖与支护措施优化尽量减少和避免围岩破裂深度和程度的稳定性控制新理念，并阐明调动围岩自身强度实现深部洞室稳定性自适应调控的基本原理、关键技术和实施流程。多个高应力地下洞室的优化分析与应用实践表明，该方法可以有效地从整体上减小洞群围岩破裂范围，从而实现维护洞室稳定性并达到节约开挖与支护成本的目标。

2 地下洞室群设计优化的裂化 - 抑制法基本原理

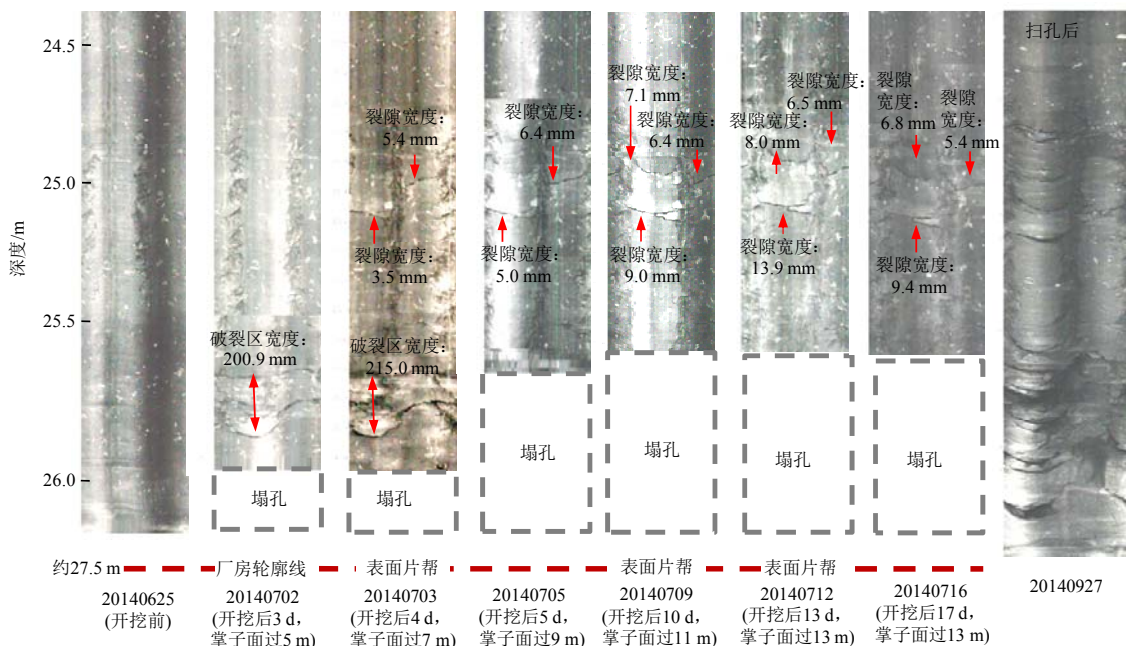
针对深部高应力环境下硬岩的非线性力学行为

更为凸显、变形破坏模式更为复杂、工程灾害防控难度更为艰巨的问题，有必要突破浅部工程一般性认识，结合高应力下硬岩卸荷变形与破坏特殊性，针对性开展工程稳定性分析与设计优化。

2.1 高应力下硬岩变形与破坏现象的本质特征

高应力条件下，硬岩地下工程分层或分部开挖不可避免将导致围岩特定区域一定深度范围内岩体存在显著的三向应力调整($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$)，包括同一区域的应力集中和应力卸荷，而且这一应力集中还将随着开挖卸荷的剧烈程度和开挖空区增大而表现为应力集中值增大和应力集中区面积变大。当岩体内部集中的应力值超出了岩体屈服/破裂强度时，岩体内部必然出现破坏；而当岩体内部发生剧烈的应力调整或应力集中区转移时，岩体破裂区深度必然将渐进发展，从而表现出多种与高应力相关的破坏现象：

(1) 浅层围岩渐进式或间歇式开裂破坏：地下洞室开挖过程，围岩重分布应力使得洞室特定区域应力集中并导致表层岩体破裂后驱动岩体破裂逐步向深部转移，从而使得应力集中区围岩发生持续的浅层开裂并导致片帮/板裂破坏^[20, 33]。这一岩体内部渐进式的开裂和裂隙网络扩展(宽度增大或减小)也在多个高应力地下洞室中的围岩孔内摄像观测结果所揭示(见图 1(a))，同样也在一些具有高应力特征的花岗岩隧洞中出现(见图 1(b))。



(a) 基于钻孔摄像观测的地下洞室中玄武岩内部渐进开裂发展过程



(b) 高应力驱动下隧洞围岩表层持续开裂破坏
图 1 高应力下地下洞室硬岩渐进开裂的现场观察实例

Fig.1 Observation cases of progressive break of hard rock in large underground caverns under high geostess condition

(2) 围岩内部深层破裂：高应力下大型洞室开挖过程中，卸荷开挖必然会导致岩体内部应力发生明显的空间调整 and 转移，岩体应力集中区空间跳跃式剧烈转移易引起岩体内部出现非连续的深层破裂 (甚至突发岩爆灾害)，如某地下厂房洞室第 3 层的一次性 11 m 高度台阶的预裂爆破后导致了厂房顶拱距离轮廓线深度 9 m 左右的位置出现突然破裂 (见图 2)。

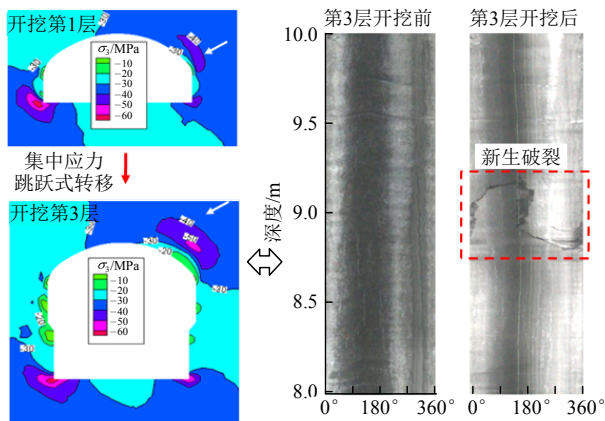


图2 高应力下洞室围岩应力集中区跳跃式转移与内部破裂
Fig.2 Skip transformation of concentrated stress and inner break of surrounding rock in large underground caverns under high geostess condition

(3) 围岩内部分区破裂化：大型洞室分层开挖过程中，在初始高地应力状态下围岩内部不断出现应力集中集中区及其跳跃式转移，当某一层开挖后形成的应力集中区导致岩体发生了劈裂破坏后，就形成一个新的“伪自由表面” [25]，从而在下一层开挖过程中再一次大的应力调整时因岩体内部的临空“伪自由面”还将使得应力集中进一步转移到深部，产生新的破裂区。这一高应力下岩体非连续/分区破裂现象也在多个深部工程被观测到，如在中国锦屏地下实验室通过钻孔摄像观测到岩体内部分段破裂现象(见图 3 [34])。

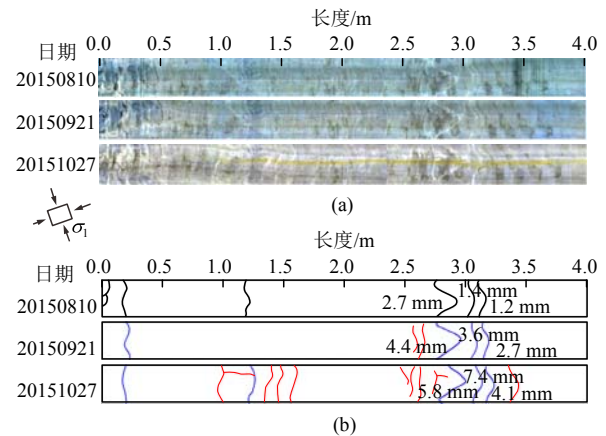
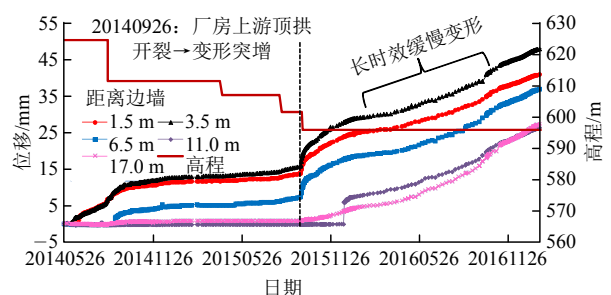
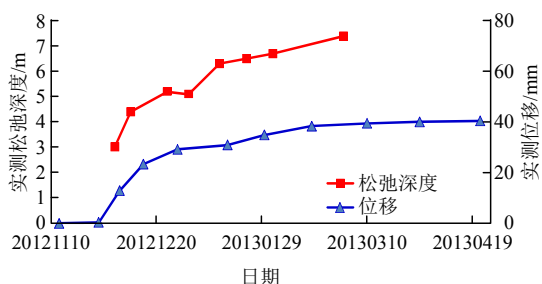


图3 高应力下锦屏深部实验室围岩内部分区破裂化现象 [34]
Fig.3 Zonal disintegration of hard rock in Jinping deep tunnel under high geostess condition [34]

高应力驱动下洞室围岩这一空间上非均匀分布、时间上渐进发展的张开破裂本质特征可以较好地解释硬岩地下工程因岩体破裂而表现出的多种非常规的变形模式，如洞室开挖卸荷后围岩因内部破裂导致其突增式的大变形(见图 4(a))、岩体内部细观裂纹的缓慢繁衍、扩展、张开导致围岩长时效的缓慢变形、岩体内部严重开裂后形成新的裂隙空间导致围岩内部宏观变形比外部大或近似一样大、因岩体内部原生节理/裂隙松弛和岩体渐进开裂导致围岩实测松弛深度发展趋势与监测位移发展趋势不同步(见图 4(b))。



(a) 地下厂房围岩监测变形突增并引起长时效变形现象



(b) 某导流洞观测的位移与松弛深度发展趋势不同步现象

图 4 现场实测高应力卸荷下硬岩非常规变形模式

Fig.4 Measured non-traditional deformation model of hard rock under high geostress condition

因此可以说，硬岩开裂是高应力/深部工程围岩卸荷大变形与灾害性破坏的本质原因，如果能通过开挖方案与支护参数优化等手段来控制硬岩破裂深度的逐步发展和开裂程度的渐进劣化，则就能确保洞室围岩(包括已破裂损伤围岩)的结构稳定，从而实现利用围岩结构承载并维护洞室的整体稳定。

2.2 裂化 - 抑制法基本思想

基于岩体内部开裂是高应力下地下洞室围岩变形与破坏本质特征、硬岩非弹性变形是内部开裂不断累积的外在表现、洞室围岩宏观变形是其内部开裂发展到一定程度的累积结果，认为高应力下大型硬岩地下洞室稳定性控制的关键在于抑制岩体内部开裂发展，当岩体内部破裂和开裂发展得到有效抑制也就表明围岩变形将趋于收敛。因此，施工期地下洞室群稳定性设计的主要工作是系统开展洞室(群)开挖方案优化(开挖台阶高度、开挖顺序、开挖方式)，从开挖角度减小围岩破裂深度和程度；系统开展支护参数优化(喷层厚度、锚杆类型与长度、锚索长度与预应力值)、支护时机优化(锚杆支护时机、锚索支护时机)，从支护角度抑制岩体内部开裂发展，实现从全局设计角度上尽量减少和避免围岩开裂的规模、深度和程度，并通过主动支护抑制围岩裂化且强化松弛/破裂围岩的结构整体性，将围岩从被支护对象转换为承载结构，从而实现充分调动围岩自身承载性能，达到工程稳定性设计的安全、高效和经济目标。即

$$\text{Min}(D, RFD) = f(S, P, T) \quad (1)$$

式中： S 为开挖方案， P 为支护参数， T 为支护时机， D 为破裂深度， RFD 为围岩破裂评价指标。式(1)限定条件为施工可行。

运用这一方法进行高应力下大型硬岩地下洞室稳定性优化设计时，其核心是通过计算分析或原位测试获得围岩的破裂深度和程度，其稳定性优化的手段是开挖与支护，其作用机制是通过开挖与支护

设计主动抑制硬岩破裂发展从而调动/重构/维护围岩承载结构，这就需要我们认识工程岩体对象的力学特性、工程地质环境与施工条件，也需要运用相关理论方法和现场测试技术获得岩体的破裂深度与程度。可见，该方法建立了岩石力学基本理论与仿真分析、岩石力学特性现场观测与反馈、工程现场实践经验等多方面之间的有机联系，基本可实现了理论研究、工程设计与现场施工的一体化融合。

2.3 优化分析的关键技术

基于裂化 - 抑制法开展高应力地下洞室群稳定性的开挖与支护优化设计时，需兼容本领域多种常规和前沿观测、分析和优化技术手段，综合实现洞室稳定性设计的最优化，典型的技术主要包含如下几方面：

(1) 岩体内部松弛/破裂测试。为了有效地观测洞室开挖过程岩体卸荷和开裂劣化特点，可采用技术上较为成熟的岩体松弛孔内超声波测试与围岩破裂钻孔摄像观测手段^[35-36]。通过这些技术的灵活运用，一方面可以较准确地判断高应力下大型洞室围岩宏观松弛劣化和具体开裂程度的发展过程(见图 5)，为洞室开挖与支护优化提供第一手可靠的观测数据；另一方面也可根据同一部位的多次测试结果的前后对比来评价开挖与支护优化的实际工程效果，如图 5 所示，当围岩施作支护后其松弛深度基本不再增大，针对一些隧道开挖过程中围岩全变形量测困难且测量值偏心的问题，岩体破裂的钻孔摄像和声波测试观测可能更具有适应性。需指出的是，在强调高应力下地下工程围岩破裂观测的同时，也需要同样重视围岩变形观测，从而实现围岩变形与破坏的协调观测与分析。

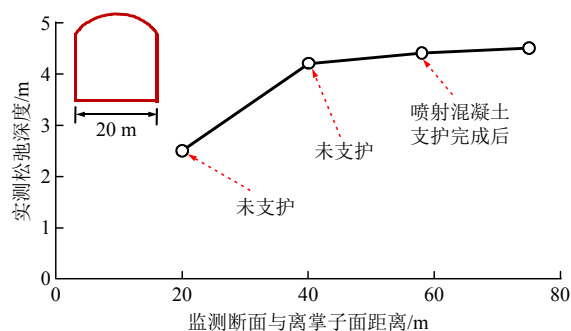


图 5 洞室围岩松弛的发展过程与支护效应典型观测结果

Fig.5 Loosing process surrounding rock in caverns and corresponding supporting effect

(2) 岩体破裂评价的力学模型与数值评价指标。高应力下地下工程开挖卸荷过程中，岩体应力从初始真三向应力状态($\sigma_1^0 \neq \sigma_2^0 \neq \sigma_3^0$)向重分布真

三向应力状态($\sigma'_1 \neq \sigma'_2 \neq \sigma'_3$)转移过程中, 围岩自身可能不断地出现微破裂和损伤累积, 为此采用真三轴试验模拟不同开挖-支护卸荷应力路径下岩石的三向应力-应变演化分析、卸荷破坏模式分析^[37], 建立考虑三向主应力的强度准则和峰后非一致卸荷本构模式是深入分析硬岩脆性破坏机制和开展高应力下地下洞室稳定性设计优化的关键。为克服一般数值计算结果只能给出屈服区/损伤区而不能进一步反映围岩不同空间部位的破裂程度, 为此在连续介质力学理论和岩石真三轴试验的应力与应变分析基础上, 依据三维应力空间中 π 平面上一点在屈服/破裂前的应力状态与其空间强度包络面与静水压力线的几何距离、以及屈服/破裂后的等效塑性应变的大小^[31], 定义了其围岩破坏度指标 RFD , 计算式为

$$RFD = \begin{cases} \frac{q}{g(\theta_\sigma)\sqrt{Ap^2 + Bp + C}} & (\text{峰前}) \\ 1 + \varepsilon_{s/t}^p / \varepsilon_{s/t}^{p\text{-lim}} & (\text{峰后}) \end{cases} \quad (2)$$

其中,

$$\left. \begin{aligned} p &= \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \\ q &= \sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}{2}} \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

式中: σ_1 , σ_2 和 σ_3 分别为第一、第二、第三主应力; $g(\theta_\sigma)$ 为塑性势函数; A, B, C 均为强度准则系数; $\varepsilon_{s/t}^p$ 为当前塑性剪切/拉伸应变; $\varepsilon_{s/t}^{p\text{-lim}}$ 为极限塑性剪切/拉伸应变(典型试验曲线的残余段拐点值)。这样, 结合硬岩劣化力学模型和 RFD 指标, 就可以直观和定量地表征围岩的破裂位置和程度, 并可以合理地将岩石屈服/破裂曲线的典型阶段与工程围岩的支护优化有机结合起来, 从而实现数值计算的松弛破裂区与现场实测松弛深度和围岩可视化破裂深度的统一, 如白鹤滩水电站左岸厂房中导洞开挖后边墙某水平测试孔的观测与计算结果(见图 6)。从图 6 可见, 基于 RFD 的数值计算指标可将洞室围岩破裂深度($RFD \geq 1.0$ 区域)和破裂程度(RFD 大小)与围岩实测波速曲线的松弛深度拐点(P 点)、下降段(B 段)和下平段(A 段)对应, 也可大体与岩体内部钻孔摄像揭示的“可见明显开裂段”和“可见稀疏开裂段”对应起来(钻孔摄像可见裂纹分辨率比声波测试分辨率低), 而 $RFD = 2.0$ 则意味着围岩完全破裂区域(对应岩石压缩下轴向应力-轴向应变曲线的残余段)从而实现岩体松弛测试、数值计算与可视化观测的统一。需指出的是, 为更准确地预测大型洞室围岩开挖过程中的破裂深度和程度分析的可靠性,

针对性建立或选择相应考虑真三向应力的岩体/岩石力学模型是关键, 这样可更为准确地描述硬岩破裂全过程中的峰前和峰后非线性行为、应力跌落特征和残余强度特征等, 在计算本构模型准确的情况下的岩体破裂分析则更为准确和可靠。

(3) 工程区三维地应力场识别。在地下洞室群稳定性的数值计算时, 合理的初始地应力条件是确保计算结果可靠的关键, 在高应力大型地下洞室布置和围岩支护设计优化时, 水平大主应力方位是确定大型洞室纵轴线方位控制性因素之一、竖直横剖面上最大主应力倾向是估计围岩应力集中区空间部位并设计针对性的支护措施的重要依据, 因此合理确定工程区三维地应力场是高应力下大型地下工程稳定性设计优化的重要内容。目前定量测试确定工程区岩体地应力的技术主要是点状的岩体地应力测量^[38]。但由于实测地应力方法费时费力而无法大范围测量, 而基于测试数据的三维地应力反演由于可以弥补地应力测量数据有限的不足、可为工程稳定性计算分析和设计优化提供应力边界条件和大范围的三维地应力场值, 从而两者相结合并得到了广泛应用, 如较为成熟的地应力多元线性回归方法、应力系数法、考虑地层剥蚀的非线性反演法等^[39-40]。这些方法本质上都是通过某种优化手段调整数值计算模型的加载边界条件使得数值模型的计算结果在地应力测点位置与实测地应力在大小和方向上达到某种意义的最优化, 进而利用计算获得的三维地应力场为洞室群优化设计提供支撑(如确定大型洞室轴线、优化交叉洞口支护、调整洞室轮廓等)。例如, 基于神经网络的地应力非线性反演方法^[40-41], 需要首先在区域构造历史分析基础上, 确定了多个因素(如自重 G 、 X 向挤压构造 T_{xx} 、 Y 向挤压构造、水平 X 向剪切构造 T_{xy} 、水平 Y 向剪切构造 T_{yx}), 进而建立基于进化神经网络的加载边界条件和地应力分量之间的非线性映射模型:

$$\left. \begin{aligned} NN(n, h_1, L, h_p, m) : R^n &\rightarrow R^m \\ U &= NN(n, h_1, L, h_p, m) \cdot V \\ V &= (x_1, x_2, L, x_n) \\ U &= (y_1, y_2, L, y_m) \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

式中: h_1 为第一层神经网络, h_p 为第 P 层神经网络, n 为神经网络输入层节点数, m 为神经网络输出层节点数, R^n 和 R^m 分别为输入向量和输出向量, $V = (x_1, x_2, L, x_n)$ 为神经网络的 n 维地应力分量输入向量, $U = (y_1, y_2, L, y_m)$ 为神经网络的 m 维边界条件输出向量, $NN(n, h_1, L, h_p, m)$ 为建立的多层神经网络结构。

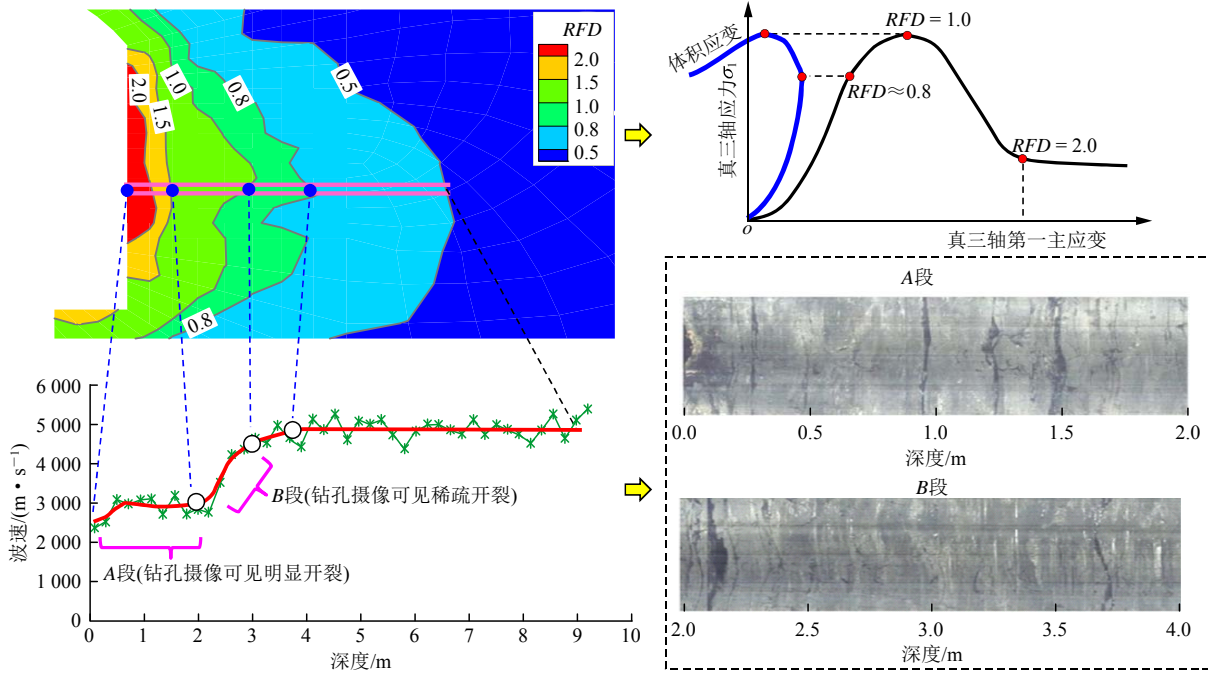


图 6 基于数值分析的围岩破裂度指标与其实测松弛特征和可视化破裂观测结果一致性对应关系

Fig.6 Congruent relationship between calculated damage index, tested loosen characteristics and visual break of surrounding rock

由式(4)并根据实测地应力数据反演获得计算模型的加载边界条件；最后按历史构造顺序施加计算边界，并模拟地表逐层剥蚀至现今工程区地貌，最终获得工程区现场地应力场。

(4) 岩体等效力学参数动态循环识别。在高应力和复杂地质条件耦合作用下，准确获取工程岩体的等效力学参数是工程稳定性分析和设计优化的关键。因此，充分利用工程过程中不断揭露的地质信息和监测获得围岩变形与松弛/破裂信息，动态地反分析岩体等效力学参数是较为合理把握工程岩体等效力学参数的有效途径。该方法可充分利用高大洞室自上而下的三维空间分层开挖或长度隧道逐步推进的特点，借助多种参数反分析技术(如群智能优化算法)全局且快速的搜索能力，利用洞室第*i*期开挖过程的现场多元监测数据识别工程岩体的等效力学参数，并在洞室第*i+1*期开挖中进行可靠性验证，从而基于大型洞室的多期分层开挖过程中的多元测试信息同步反演实现岩体等效力学参数的多次识别。某水电站地下厂房6次岩体等效力学参数的动态识别实践^[42]表明：岩体力学动态循环识别不仅可有效地获得工程岩体的等效力学参数并用于工程稳定性分析和设计优化，另一方面也通过多次循环识别的方式首次证实了工程岩体的等效力学参数具有相对稳定性和可获取性。

(5) 洞室群开挖方案优化技术。开挖方案优化

根本目的就是找到一种/组开挖方案，使得在该开挖方案下围岩破裂深度及程度可控，避免过快/过缓或不合理的开挖方案要么导致围岩破裂深度显著增大，要么导致施工缓慢而延误工期。从开挖角度上看，为减小高应力下大型洞室群围岩破裂深度和应力调整剧烈程度，其关键是找到一种施工可行的低开挖扰动方案，通过优化大型洞室当前开挖层的水平进尺(与支护配合)和竖直开挖的台阶高度、优化不同洞室之间的开挖先后顺序等方案{*S*}，从而一定程度上改善洞室围岩内部应力/集中和空间转移的路径、过程、深度及其能量释放程度，使得岩体破裂深度{*D*}在工程经验或理论计算分析的可接受范围内：

$$Optimize\{S\} = \text{Min}\{D_{\max|_{RFD \in [0.8, 1.0]}}\} \leq \{D_{\text{可接受}}\} \quad (5)$$

式中：{*S*}为开挖方案，*D*为破裂深度。并为适时支护和安全快速施工创造条件，如马洪琪^[43]总结提出的“先后后墙”、“弱爆破、少扰动”等开挖优化原则。更多时候，可结合具体工程实际条件，通过理论计算对比分析不同开挖方案工况下围岩的破裂深度进而比选优化开挖方案，也可在工程施工前通过系统的洞室群开挖方案全局优化分析确定最优的洞群组合开挖顺序^[44]，如某洞室合理开挖方案可有效减小洞口围岩破裂深度和范围(见图7)。

(6) 洞室群支护优化技术。优化洞室支护参数

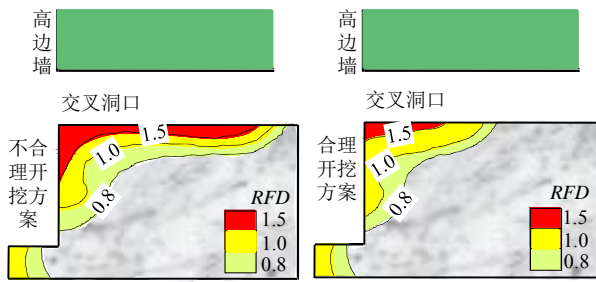


图7 不同开挖方案下交叉洞口围岩破裂范围对比
Fig.7 Differences of break rock between reasonable and unreasonable excavation schemes

与支护时机的目的是尽可能减少洞室围岩应力集中区转移深度和应力集中程度，降低围岩破裂深度及程度，通过支护结构联结效应维护或再造洞室围岩自身承载拱，抑制围岩破裂向深层转移，计算式为

$$Optimize\{L, P, T\} = \text{Min}\{D_{\max | RFD \in [0.8, 1.0]}, RFD_{\max}\} \leq \{D_{\text{可接受}}, 2\} \quad (6)$$

式中： L 为锚杆/锚索长度。

在洞室围岩支护参数方面，需根据围岩破损状态的实测结果(如超声波、钻孔摄像)或计算结果(如RFD)获得洞室围岩破裂深度和程度，进而依据洞室重要性和支护目的确定相应的锚杆/锚索支护的长度和强度(见图8)：①当工程开挖规模大，需要确保工程长期稳定且需要严格控制围岩的变形量和松弛深度，则需要较大的锚杆长度，使得锚杆/锚索的锚固深度超出围岩的损伤区，对应岩石典型应力 -

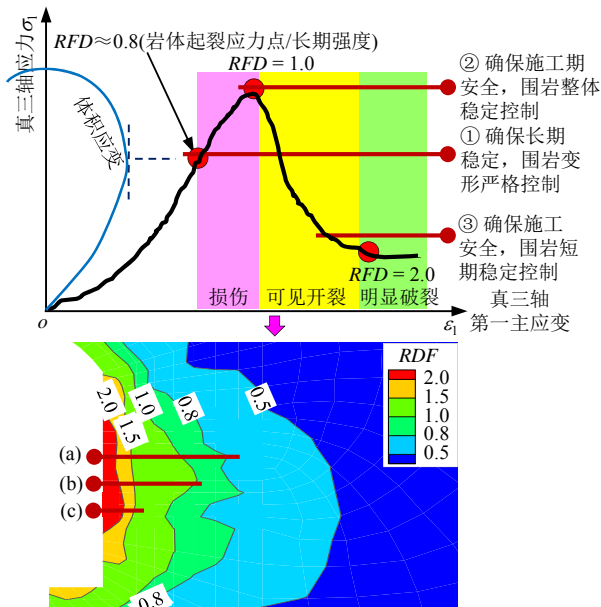


图8 围岩锚杆支护参数优化与岩石强度的对应关系示意图
Fig.8 Congruent relationship between supporting parameters of rock bolts and rock's compressive strength characteristics

应变曲线的长期强度点^[45]或裂纹不稳定扩展点^[46]($RFD \approx 0.8$)；②当工程开挖规模较大且需要保证工程施工安全和围岩稳定，则通常需要使得锚杆/锚索的锚固深度超出围岩的破裂区范围(如现场岩体声波曲线的下降段)，对应岩石典型应力 - 应变曲线的峰值强度点($RFD = 1.0$)；③当工程规模较小或只需要确保工程临时性施工安全条件下，则锚杆/锚索的锚固深度通常只需要超出围岩明显松弛开裂区(如现场岩体声波曲线的下平段)，即对应岩石典型应力 - 应变曲线的残余强度点($RFD \approx 2.0$)。

在洞室围岩支护时机方面，确定支护时机原则应该是避免围岩发生灾害性破裂发展趋势，如在图9中，当支护太晚(曲线①)而围岩在无约束和高应力驱动下会加剧破裂，显然会导致围岩破裂/松弛过大(曲线L发展趋势)，并导致锚杆工作荷载没有充分利用(曲线A)；如果支护过早(曲线③)则围岩弹性变形未能得到有效释放，必然会导致支护结构不能抵抗围岩弹性卸荷变形超出极限强度而断裂(曲线C)，最终同样导致围岩破裂/松弛较大突增(类曲线L发展趋势)；而只有支护时机合理时(曲线②)(岩体弹性变形基本释放、破裂深度可接受范围内)，这时进行围岩支护既能有效控制围岩后续破裂和变形的发展，又能使得支护结构工作荷载(曲线B)在设计值区间(曲线M发展趋势)；当围岩破裂深度较大时，作为一种针对性加强支护措施(如预应力锚杆加强)(曲线④)，则需要更多的支护成本(曲线D)才能有效控制围岩破裂深度和程度(曲线N发展趋势)。

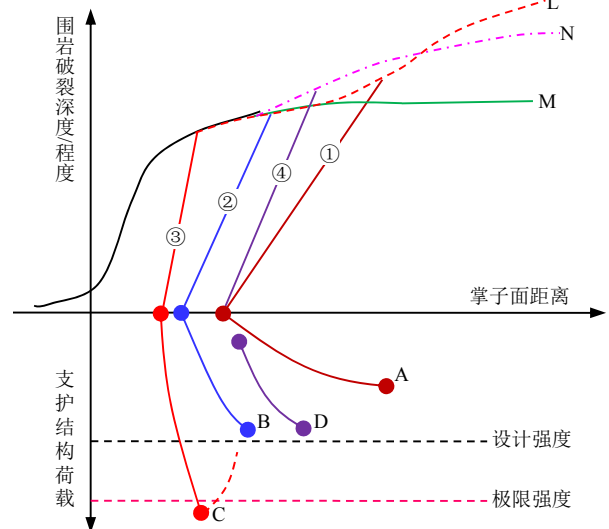


图9 围岩不同支护时机及其相应的控制效果示意图
Fig.9 Controlled effect of different supporting times for surrounding rock

2.4 洞群稳定性设计优化实施流程

从工程系统全局观点出发，高应力下大型洞室群稳定性设计优化必然也是一个系统的管控过程，涉及工程施工前的总体布局优化、施工过程中的动态稳定性分析与设计调整、施工完成后的稳定性复核的全过程优化分析，而由于不同阶段的目标不一样、工程现场可实施条件不一样、设计优化可获取的工程具体信息不一样^[47]，因此其稳定性设计优化的工作重点也不一样(见图 10)。同时需指出的是：(1) 考虑不同行业、不同规模、不同重要等级工程稳定性维护的出发点不一样，该优化设计实施流程抛弃了工程的部门和行业建设特点，围绕工程稳定性为中心展开；(2) 实施内容和流程考虑到高地应力地下工程的特殊环境、大型地下洞室主要稳定性设计问题、当前岩石力学研究的最新进展，因而较为系统全面，但所涉及的基本信息、设计内容、分析方法与技术都具有可获取性、已具有良好的社会研究群体基础；(3) 该流程为推荐性技术解决方案，非强制性要求，故针对具体工程和具体工作环境，具体实施人员可因地制宜、因人而异地选择性参考

采用相应的分析方法和关键技术。

2.4.1 洞群施工前

在洞室开挖施工前的可行性研究/初步设计阶段，地下工程的隐蔽性决定了可获取的工程信息主要是工程区基本地质条件(如通过区域地质分析、现场地质调研、长探洞观测获取)、厂址区基本的地应力测量结果、工程区岩体基本力学参数(如基于工程岩体分类方法估计的岩体力学参数)等，进而通过现场调查、原位测试和室内试验可进一步丰富稳定性分析所需的信息，如针对硬岩脆性破坏风险的倾向性分析、模拟开挖与支护过程的岩石真三轴卸荷试验、岩石时效变形与破坏试验分析、探洞围岩脆性破坏现场观测、特殊地质体针对性综合测试等(见图 10(a))。

以理论分析和数值计算为桥梁，借助厂址区三维地应力反演方法和合理的岩体力学模型与力学参数确定技术，可优化设计大型洞室的厂房轴线布置；借助围岩脆性破坏的能量分析指标、洞群开挖与支护方案优化技术、围岩脆性破坏倾向性分析技术等，可进行洞室群全局开挖顺序优化设计、大型洞室分层开挖台阶高度和进尺设计、围岩整体与局部支护

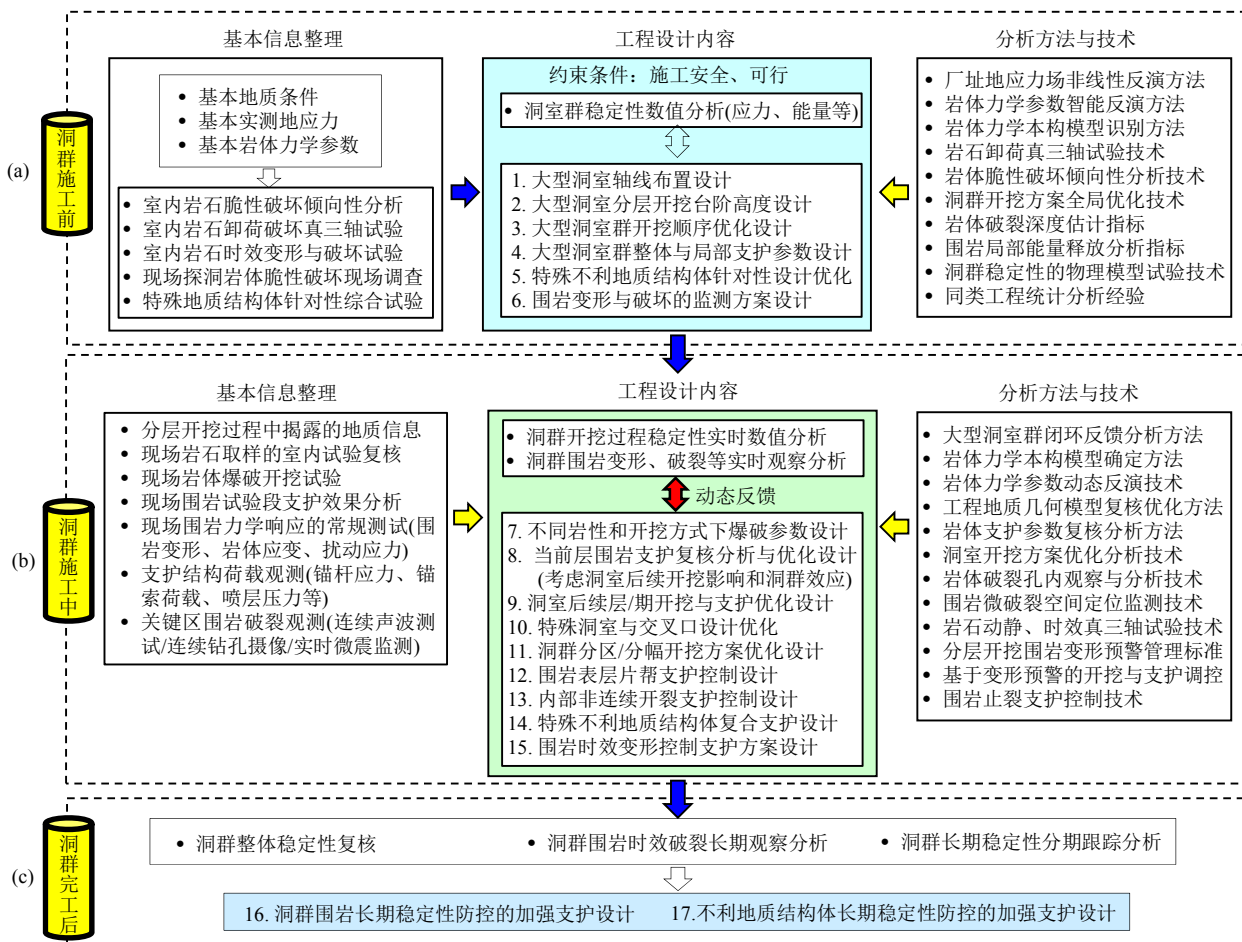


图 10 高应力下大型地下洞室群稳定性全过程设计优化实施流程与关键优化内容

Fig.10 Full implementation flowchart of stability optimization design for large underground caverns under high geostress condition

参数优化设计;结合精细室内试验技术、围岩破裂深度估计指标、三维精细数值分析等,可针对性开展不利地质结构体的开挖与支护优化分析;在洞群开挖与支护优化分析基础上,可进一步结合同类工程类比经验分析、围岩破裂与能量释放分析指标等,初步预测洞室围岩变形与破坏的空间区域和可能的演化过程,开展工程稳定性的现场监测方法优化与施工组织设计优化,即针对可行性研究/初步设计阶段任务与需求,基于现场和室内可获取的相关信息,采用多种方法和技术综合优化工程整体稳定性控制的主要设计内容。

2.4.2 洞群施工中

当洞室开挖施工启动后,分层开挖过程中围岩的变形与破坏信息逐步富集,围岩地质信息随开挖不断揭露和丰富,通过室内测试可准确获得工程核心区的岩石力学参数,工程现场岩体爆破开挖试验与支护试验可为开挖与支护优化提供测试结果,洞室开挖过程的常规变形、锚杆应力、锚索荷载等监测数据可提供围岩卸荷响应信息,关键区围岩破裂观测(如多次声波测试、多次钻孔摄像、空间微震实时监测等)可以更精细地揭示围岩卸荷破裂演化特征(见图 10(b)),则可进一步开展洞群稳定性控制的开挖与支护优化。

因此,针对大型洞群分期/分层开挖特点,以数值模拟分析和现场综合观察为桥梁,在岩体力学模型识别和围岩等效力学反演基础上,可借助大型洞室群闭环反馈分析方法、岩体破裂深度和程度的孔内观察与分析技术、围岩微破裂空间定位的监测技术等综合优化洞室当前层开挖爆破参数设计、围岩开挖/支护参数复核与优化分析;借助大型洞室群闭环反馈分析方法、围岩止裂支护控制技术、真三轴试验分析、开挖与支护参数优化分析、围岩变形管理预警标准等技术,综合开展大型洞室后续开挖层的开挖与支护参数优化设计、特殊洞室与交叉口的开挖与支护设计、洞室分区/分幅开挖方案优化设计等;进而结合洞群稳定性分析技术、硬岩破裂的破裂孔内观察与分析技术、围岩微破裂监测技术、围岩止裂支护控制技术等针对性开展岩体表层片帮支护参数设计优化、围岩内部非连续开裂的支护控制方案优化、特殊不利地质结构体的复合支护控制方案设计、基于变形管理预警的开挖与支护调控措施等,从而实现从整体到局部、从表层到深层、从单个大洞室到整个洞群的全面、全过程的洞室群稳定性开挖与支护的设计优化与管控,多方面结合来综合调动围岩自承载能力。

2.4.3 洞群完工后

在洞群开挖施工结束后,洞群围岩变形与破裂活跃性总体上趋于降低,但高应力下工程长期运行过程中,在长时间和高应力耦合作用下损伤围岩还具有发生时效变形与破裂的风险,因此需要通过工程试运行相对长的一段时间内围岩变形与破裂监测、洞群整体稳定性的复核分析、洞群长期稳定性的跟踪分析,进一步考虑洞群围岩长期服役过程中应力集中区的加强支护设计、不利地质体长期安全性的加强支护设计等,进而从工程长期安全的角度确保围岩稳定(见图 10(c))。需指出的是,上述高应力地下洞室群稳定性设计优化都是针对地下洞室群本身,假定工程开挖质量与支护结构本身完全有效和可靠的,而未考虑支护结构、施工技术、工程安全健康管理等因素对工程稳定性的影响。

2.5 洞室围岩止裂控制手段

在上述洞室群围岩稳定性优化设计时,抑制围岩破裂繁衍和扩展的主要支护手段还是挂网喷砼、砂浆锚杆和预应力/吸能锚杆、锚筋桩/大吨位锚索、水泥/化学注浆等典型手段,其组合运用方式和支护参数确定的关键理念却是如何控制围岩破裂发展。对于高应力下洞室围岩破裂深度非连续、破裂程度不一的特殊性,为控制浅表层围岩开裂扩展,其支护一般原则应挂网喷射混凝土进行及时封闭形成表面围压与粘结效应;同时实时进行锚杆加固控制围岩浅层开裂扩展,提高浅层围岩的结构强度,必要时可采用预应力锚杆抑制开裂程度较大的浅层围岩破裂发展,并通过注浆直接提高开裂围岩破裂面的粘结强度;为了控制深部层岩体破裂,则应考虑采用长度较大的预应力锚索进行深层加固,控制岩体内部破裂的渐进发展(见图 11)。

通过这一“表层-浅层-深层”联合加固方式,从而可形成较为完整的应力承载拱,有效地调动了破裂/损伤围岩结构强度,充分发挥围岩自承载性能,从而将围岩从被支护对象转换为自承载结构并形成承载拱,有效确保工程安全并实现经济支护的目标。可见,高应力硬岩地下洞室群的裂化-抑制法思想发展并兼容并包地吸收了新奥法关于利用围岩承载的理念,但同时也突破了新奥法没能融合岩石力学理论的唯一不足,兼容地采用计算和测试确定围岩破裂深度与程度、采用开挖与支护优化控制围岩破裂发展、采用多元信息反馈优化调整工程稳定性控制的设计参数。可见,该方法进一步从硬岩灾变机制调控的角度进行洞室开挖与支护方案优化,更为合理和科学。

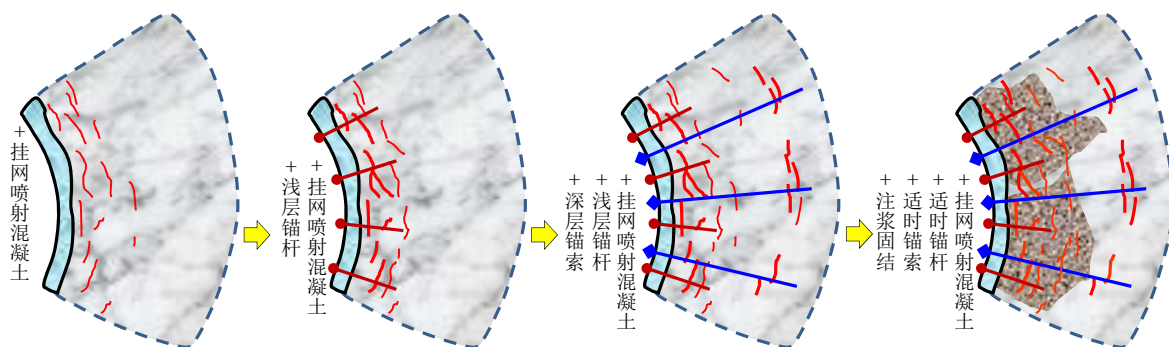


图 11 抑制高应力下围岩破裂繁衍和扩展的综合止裂组合支护效应示意图

Fig.11 Complicated restraint measures for controlling cracking development of hard rock under high geostress

3 拉西瓦水电站地下洞室群全局开挖方案优化分析

3.1 工程背景简介

位于黄河上游青海省的拉西瓦水电站总装机容量 6×700 MW, 是黄河流域装机最大的水电站, 其右岸全地下发电枢纽洞室群由主副厂房、主变室、调压室、尾闸室、尾水管、母线洞等结构物构成, 其中主厂房开挖尺寸 $311.75 \text{ m} \times 30.0 \text{ m} \times 74.8 \text{ m}$ (长 \times 宽 \times 高), 是黄河流域最大的地下厂房, 整个洞群最终按 9 期开挖^[48] (见图 12)。地下厂房洞群地段岩体主要为 II, III 类花岗岩, 灰~灰白色, 中粗粒结构, 块状构造, 完整岩块单轴抗压强度一般超过 130 MPa, 地下洞群区域出露的一些规模相对较大的结构面主要是 Hf8, HL2, Hf2, f7, f3, f11, L28 等。厂址区三维地应力测试表明该区域岩体初始最大主应力 σ_1 为 14.6~29.7 MPa, 平均值为 21.6 MPa, 近水平; 中间主应力 σ_2 平均值为 15.3 MPa; 最小主应力 σ_3 平均值为 9.2 MPa。因此, 拉西瓦地下厂房洞室群开挖施工面临的工程稳定性问题主要是高地应力环境下硬性花岗岩开挖卸荷后的脆性破裂及片帮、岩爆灾害风险, 而如何通过洞室群的开挖顺序优化尽量降低高应力下花岗岩脆性破坏风险和烈度是工程稳定性设计时面临的关键难题之一。

3.2 开挖台阶高度优化

为了比较洞室不同开挖台阶高度对洞室稳定性的影响, 分别对比分析了开挖台阶高度约 15, 11, 8 m 的 3 种开挖高度下洞群围岩的力学行为差异性。不同开挖台阶高度比选优化过程中考虑了 8 种优化指标及相应的权值 w : 平均能量释放率 ERR ($w = 0.2$)、弹性释放能 ($w = 0.2$)、破裂区 ($RFD > 1.0$) 体积 ($w = 0.2$)、大变形 (大于 2.5 cm) 节点数 ($w = 0.05$)、主

厂房顶拱平均平均沉降 ($w = 0.05$)、主厂房边墙平均最大位移 ($w = 0.2$)、主变洞顶拱平均沉降 ($w = 0.05$)、主变洞下游边墙平均最大位移 ($w = 0.05$)^[44], 综合优化指标为以上各优化指标的标准化值的综合加权, 分别采用线弹性本构模型和考虑岩体弹脆性破坏和力学参数劣化的本构模型进行三维数值精细计算, 得到了各方案的优化指标结果, 见表 1。

通过上述计算的对比分析可知, 8 个反映围岩变形与破坏稳定性的指标都具有随开挖台阶高度的减小而减小的趋势, 尤其是平均能量释放率、弹性释放能和破裂区体积。这表明在高地应力条件下, 较小的开挖台阶高度有利于洞群围岩的稳定, 在考虑工程施工进度可行的同时, 应采用减小开挖台阶高度的开挖方式。

3.3 洞群开挖顺序全局优化分析

依据经验确定洞室群的开挖顺序固然有施工可行的优点, 但不同设计者经验方案存在主观差异、从洞室力学稳定性角度上无法确保经验设计的洞群开挖顺序组合方案是最合理的, 因此, 从工程岩体稳定的力学分析角度获得洞室群的最合理方案可较大程度上避免人为随意性带来的安全风险。为了获得地下洞室群 (厂房、主变室、调压井、尾闸室、母线洞) 的最优开挖组合方案, 提出了一种基于“粒子群+支持向量机+数值计算”的洞群开挖顺序全局优化新方法: 通过数值计算构造学习样本; 通过支持向量机算法 (support vector machine, SVM) 对样本进行学习, 建立施工方案与优化指标之间的非线性映射关系; 在 SVM 学习过程中采用粒子群优化算法 (particle swarm optimization, PSO) 搜索 SVM 的全局最优参数, 使 SVM 具有最佳的预测能力, 由此替代数值计算; 以 SVM 预测的综合评价指标为开挖组合方案的适应度值, 用 PSO 在所有可能施工方案的全局空间里搜索最优方案^[44, 49]。在拉西瓦地下

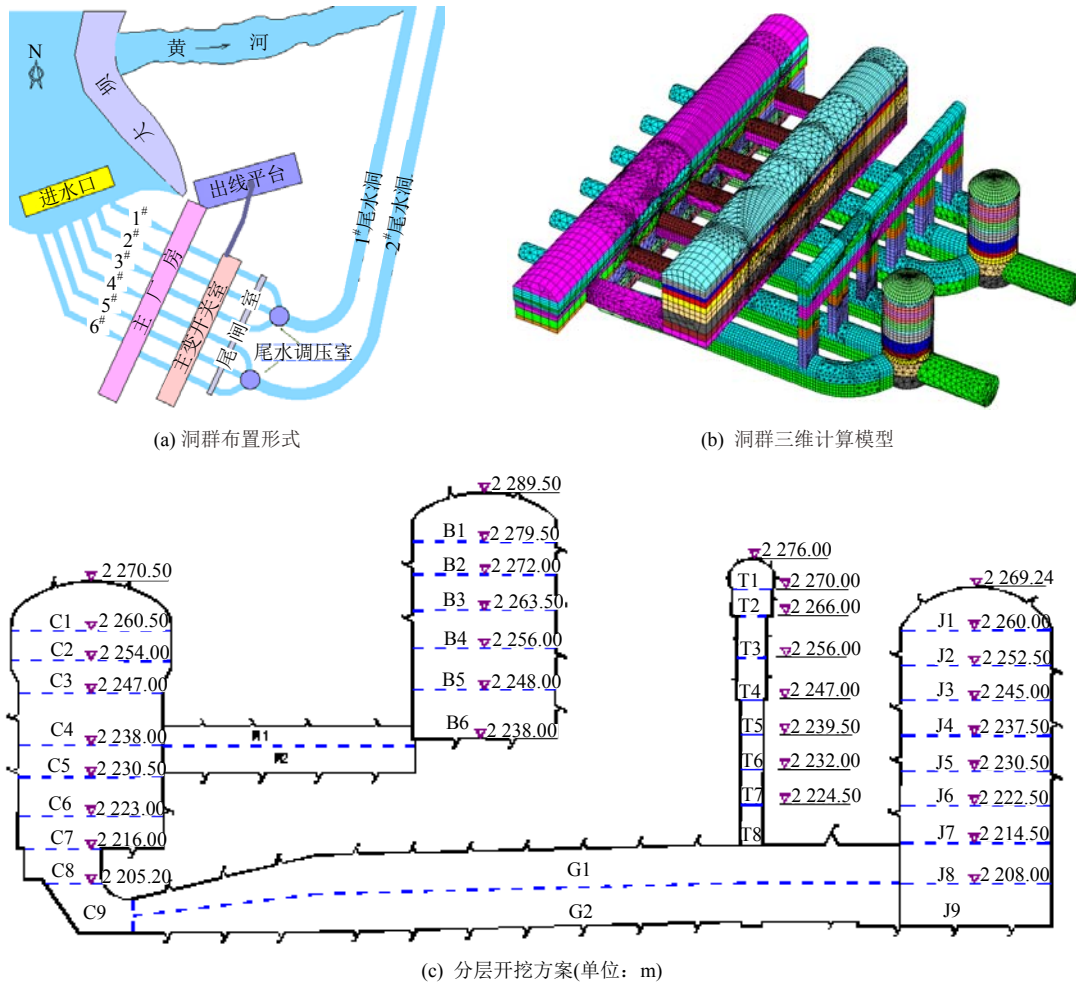


图 12 拉西瓦电站地下洞室群结构与施工开挖分层方案

Fig.12 Layout of Laxiwa underground caverns and its layers schemes

表 1 不同开挖台阶高度方案各稳定性指标计算结果

Table 1 Calculated stability indexes' values with different heights of excavation bench

台阶高度/m	平均 ERR/(kJ·m ⁻³)	弹性释放能/(10 ⁹ J)	破裂区体积(RFD>1.0)/(10 ⁴ m ³)	大变形节点数	主厂房顶拱平均沉降/mm	主厂房边墙平均最大位移/mm	主变洞顶拱平均沉降/mm	主变洞边墙平均最大位移/mm
15	13.3	5.66	86.3	9 563	19.3	44.8	18.9	30.1
11	12.9	5.59	86.0	9 528	18.7	43.5	18.7	31.1
8	11.8	5.39	85.4	9 402	17.8	43.3	18.7	29.8

洞室群开挖顺序的全局优化时, 具体步骤如下:

(1) 在敏感性分析和指标关联分析基础上, 确定了 6 个洞室稳定性评价指标, 即弹性释放能($w = 0.28$)、破裂区体积($w = 0.27$)、主厂房顶拱平均沉降($w = 0.1$)、主厂房上游边墙平均最大位移($w = 0.15$)、主变洞顶拱平均沉降($w = 0.1$)、主变洞下游边墙平均最大位移($w = 0.1$)。

(2) 为便于 PSO 随机生成洞群开挖顺序方案, 并使得支持向量机能够学习洞群开挖顺序方案, 将开挖方案进行了数字编码, 开挖方案数字编码由 45 位阿拉伯数字构成, 以 5 位数字为一组, 从左至右

共分 9 组, 分别代表第 1~9 期开挖, 各组的 5 位数字又分别代表某开挖期内各洞室的开挖层序号(0 代表无开挖块), 如图 13 所示开挖顺序方案可用字母编码的方式来表达: C1B1J1T1→C2B2J2T2→C3B3J3T3→C4B4J4T4M→C5B5J5T5→C6B6J6T6→C7J7T7→C8J8T8G1→C9J9G2(见图 13)。

(3) 根据均匀设计构建 32 组典型的洞群开挖顺序方案, 对每种开挖方案逐一进行数值计算, 得到开挖方案相对应的 6 个洞室稳定性评价指标的量值并标准化, 由此构建 6 个 SVM 的 32 个样本, 其中前面 26 个样本为训练样本, 后面 6 个样本为测试样本。

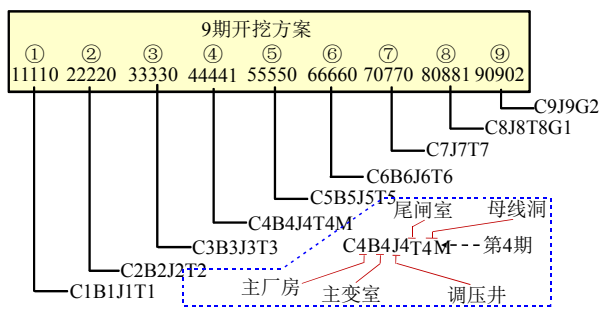


图 13 洞群分层分开挖方案组码与解码示意图

Fig.13 Coding of excavation procedure of cavern group

(4) 以典型开挖方案为第 1 个 SVM 的输入信息, 以第 1 个优化指标为 SVM 的输出信息, 利用训练样本对 SVM 进行训练, 然后对测试样本进行预测, 以最小预测误差作为适应值, 用 PSO 搜索 SVM 的最优参数, 这样就建立了开挖方案与第 1 个优化指标之间的映射关系。依此类推, 通过其他 5 个 SVM 对样本的学习, 建立开挖方案与其他 5 个优化指标之间的映射关系, 完成学习后的 6 个 SVM 作为求解器替代数值计算。

(5) 进行 PSO 算法的参数初始化设定(一个粒子代表一种可行的开挖方案): $C_1 = C_2 = 2.0$, $V_{max} = 1$, 粒子种群数 $i = 8$, 最大迭代步 $t_{max} = 500$; 确定开挖方案的全局搜索空间, 进而随机产生一组粒子群(满足施工约束条件下一组可行的开挖顺序方案), 利用 SVM 预测每个粒子个体的综合评价指标, 并计算其适应值:

$$Fitness = \sum_{i=1}^6 f(x_i) \quad (7)$$

式中: $Fitness$ 为适应度函数。

(6) 对进化历史上所有粒子的适应值进行比较, 得到当前进化历史上的最优粒子(当前最优开挖顺序方案)。

(7) 若最优粒子适应值或迭代步数不满足收敛条件要求, 对粒子群进行进化操作, 产生下一代

粒子群(多组新的可行开挖方案), 如不满足终止条件(最大迭代次数设定、可接受适应度值)则返回步骤(5)重新开始下一代开挖顺序方案的迭代搜索, 否则停止循环计算, 给出搜索获得的最优开挖方案。

结合设计方案和施工可行性要求, 开挖方案设计应满足的约束条件为: 洞群共分 9 期开挖; 单个洞室开挖顺序自上而下进行; 母线洞在第 4 期开挖并保持不变; 尾水管安排在第 4~9 期开挖; 尾闸室安排在第 1~8 期开挖。

基于上述方法搜索到拉西瓦地下厂房洞群的最优方案为: 11110 22220 30330 43441 54551 65662 76770 80880 90900, 解码后即: C1B1J1T1→C2B2J2T2→C3J3T3→C4B3J4T4M→C5B4J5T5G1→C6B5J6T6G2→C7B6J7T7→C8J8T8→C9J9 的开挖顺序。将该洞群最优开挖顺序方案与 PSO 产生的一组开挖顺序方案(局部较差方案)进行对比分析可知最优开挖顺序方案在弹性释放能、破裂区体积、洞周位移等稳定性指标上均有不同程度的减小(见表 2), 如破裂区体积可以减小 $3.3 \times 10^4 \text{ m}^3$, 这意味着可以在同等工程围岩稳定性程度条件下节约大量支护成本, 或同等围岩支护参数条件下显著提高洞室整体安全裕度; 而主厂房顶拱沉降变形减小 31%也意味着顶拱稳定性裕度得到有效提高。

基于这一全局优化搜索获得洞群最优开挖顺序方案进行洞群开挖顺序设计并实施后(根据施工方便微调), 洞群整体稳定性取得了较好的控制效果(见图 14): 一方面, 洞群开挖过程中虽然围岩发生了多处片帮破坏, 但避免了因剧烈应力集中和反复调整导致的灾害性岩爆出现, 而且厂房围岩实测松弛破裂深度为 2~3 m, 完全在锚杆支护深度范围内; 另外一方面, 厂房多个监测断面的多点位移计监测数据表明围岩除个别测点监测变形达到 60~70 mm 外, 一般洞段围岩卸荷变形为 30~40 mm, 而且在开挖支护完成后都趋于收敛。

表 2 拉西瓦水电站地下洞室群稳定性指标的最优方开挖案与局部较差开挖方案对比

Table 2 Contrast analysis between optimal excavation scheme and local worst excavation scheme in stability indexes

方案	弹性释放能/ 10^9	RFD>1.0 区 体积/ (10^4 m^3)	主厂房顶拱平均 沉降/mm	主厂房边墙平均 最大位移/mm	主变洞顶拱平均 最大位移/mm	主变洞边墙平均 最大位移/mm	综合 指标
最优方案	5.34	82.6	15.9	42.3	18.8	29.8	115.1
局部较差方案	5.53	85.9	20.8	43.6	18.8	29.6	119.3
相对差值/%	-3.60	-4.0	-30.8	-3.1	0.0	0.7	-3.6



(a) 开挖过程中洞群整体稳定性效果



(b) 围岩片帮破坏现象^[46]

图 14 拉西瓦水电站地下厂房洞群整体形貌与片帮破坏
Fig.14 General excavation state and appeared spalling break

4 白鹤滩水电站地下厂房右岸厂房顶拱支护优化分析

4.1 工程背景简介

金沙江白鹤滩水电站位于金沙江下游，坝址左岸属四川省宁南县，右岸属云南省巧家县，电站装机容量 16 000 MW，发电枢纽洞室群位于河谷两岸山体内部，是中国继三峡后的第二大水电站。地下洞室群由主副厂房、主变室、调压井、尾水洞室、高压管道、母线洞等洞群构成，是目前世界上规模最大的水工洞室群^[50]。每侧山体内的地下厂房洞室

都布置有 8 台 1 000 MW 的水轮发电机，地下厂房尺寸为 453 m×34 m×88.7 m(长×宽×高)，每 2 条尾水隧洞共用一个尾水调压室，调压室竖井最大开挖高度 93 m，直径 43~48 m，也是目前世界上直径最大的调压井群(见图 15)。

工程区岩层总体为单斜构造的玄武岩，厂房围岩主要由 P₂β₂ 系的新鲜斜斑玄武岩、杏仁玄武岩、隐晶质玄武岩、角砾熔岩组成，围岩主要以 III₁ 类为主，完整玄武岩强度通常达到 120 MPa。同时，多条长大软弱错动带(如 C2, C3, C4, C5)穿越左、右岸地下厂房洞室，使得工程区地质条件和地应力场较为复杂。

实测地应力表明，厂区地应力以构造应力为主，水平应力大于垂直应力，左岸厂区最大主应力量值为 19~23 MPa，方位在 N30°~50°W 范围，倾角 5°~20°；右岸厂区最大主应力量值在 22~26 MPa 范围(最大实测值为 31 MPa)，方位在 N0°~20°E 范围，倾角为 2°~11°^[51-52]。可见，白鹤滩水电站地下厂房开挖尺寸大、岩体初始地应力高、洞室围岩的地质条件复杂，因而其工程支护设计与开挖施工难度大，洞室安全性风险高。

4.2 右岸厂房顶拱稳定性分析

为了从整体上分析白鹤滩电站右岸地下洞室群的稳定性，在工程区三维地应力场反演、岩体力学模型和力学参数识别基础上^[53]，随白鹤滩地下厂房分期开挖动态分析了不同洞段围岩变形与破坏特点，实时运用相关的优化分析方法和技术，开展了洞室围岩的开挖方案与支护参数优化，如每层的上游半幅和下游半幅开挖顺序对比分析、浅层片帮开裂的支护时机和支护参数优化、母线洞与厂房交叉洞口的开挖顺序与加强支护参数优化、岩锚梁区域开挖方案优化、顶拱和边墙出露错动带的支护方案优化等。其中，受工程区最大主应力方向近水平的制约，

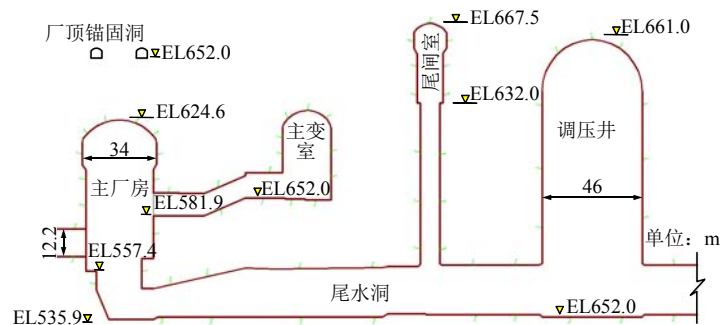
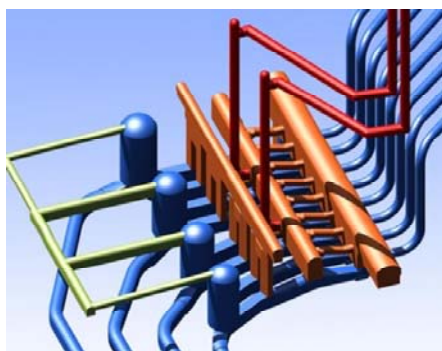


图 15 白鹤滩水电站地下厂房洞室群基本结构示意图(单位: m)
Fig.15 Basic structure of Baihetan underground caverns(unit: m)

白鹤滩右岸地下厂房开挖过程中上游侧拱座和顶拱应力集中问题较为突出，其围岩应力型破现象明显。

采用考虑岩体劣化的力学模型和岩体破裂度指标，依据开挖前的系统支护参数计算分析表明，右岸厂房 K0+230~K0+330 m 洞段在分层往下开挖过程中，上游侧顶拱的应力集中(集中区的面积和量值)不断增大(见图 16)，从而导致上游侧顶拱围岩破裂深度不断向深部扩展并向两侧扩展；同时该洞段上游侧拱岩体破裂程度也随着分层向下开挖而不断增大(见图 17)。

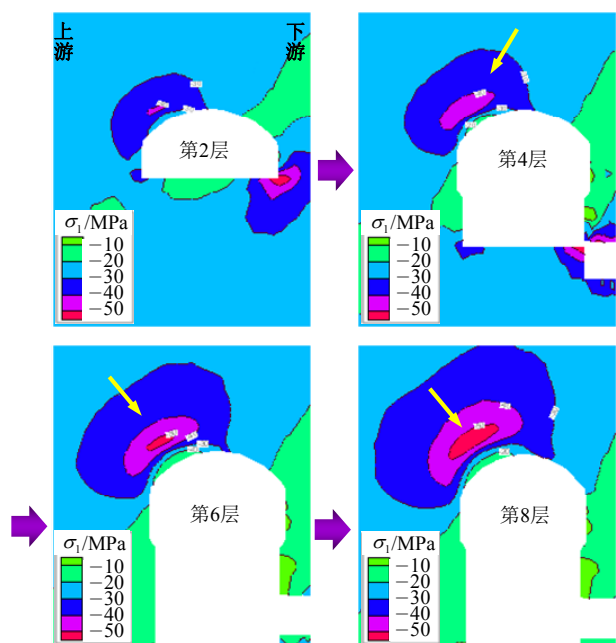


图 16 右岸厂房分层开挖过程中顶拱围岩应力集中过程
Fig.16 Concentrated stress in the surrounding rock during the excavation layer by layer in the right powerhouse

4.3 顶拱围岩破裂与支护优化调整

上述厂房分层开挖过程中顶拱围岩应力调整和围岩破裂分析表明：(1) 分层开挖过程中顶拱应力集中程度是随着开挖高度增加而逐步增大的；(2) 围岩破裂区主要集中在上游侧拱，而且随开挖高度增大而逐步向深层发展，最大破裂深度可能达到 10 m 左右，而严重破裂区域深度可能达到 5 m 左右。虽然厂房第 1 层开挖后围岩应力集中程度和破裂深度都相对有限且在原系统支护参数控制范围内(破裂深度明显小于锚杆长度)，但厂房该洞段顶拱围岩在第 1 层开挖后的顶拱支护应从全局系统的角度考虑到后续分层开挖过程中顶拱应力集中加剧，从而导致岩体破裂深度增大而超出原支护系统控制范围的风险，并避免工程后期补强支护带来的工时和成本不利后果。

因此，根据上述计算分析结果对厂房该洞段(K0+230~K0+330 m)顶拱进行了优化支护调整，即在原理系统支护基础上，增加 9 m 长预应力锚杆控制岩体浅层开裂，并在顶拱上游侧区域增加 3 排预应力锚索用于控制岩体深层开裂(见图 18，图中， T_{en} 为预应力)。相应的对比计算分析表明，厂房第 1 层开挖后即对顶拱进行针对性锚杆加强支护可有效减小浅层围岩的变形与破裂，而锚索支护可有效减小浅层和深层的围岩变形与破裂，即优化后的组合支护方案可有效地减小顶拱围岩破裂向深层发展(见图 19)。与此同时，在厂房第 1 层开挖过程中，设置了多个从厂房上方锚固洞向下往厂房顶拱方向的观测钻孔，开展厂房顶拱岩体破裂的同步观测。

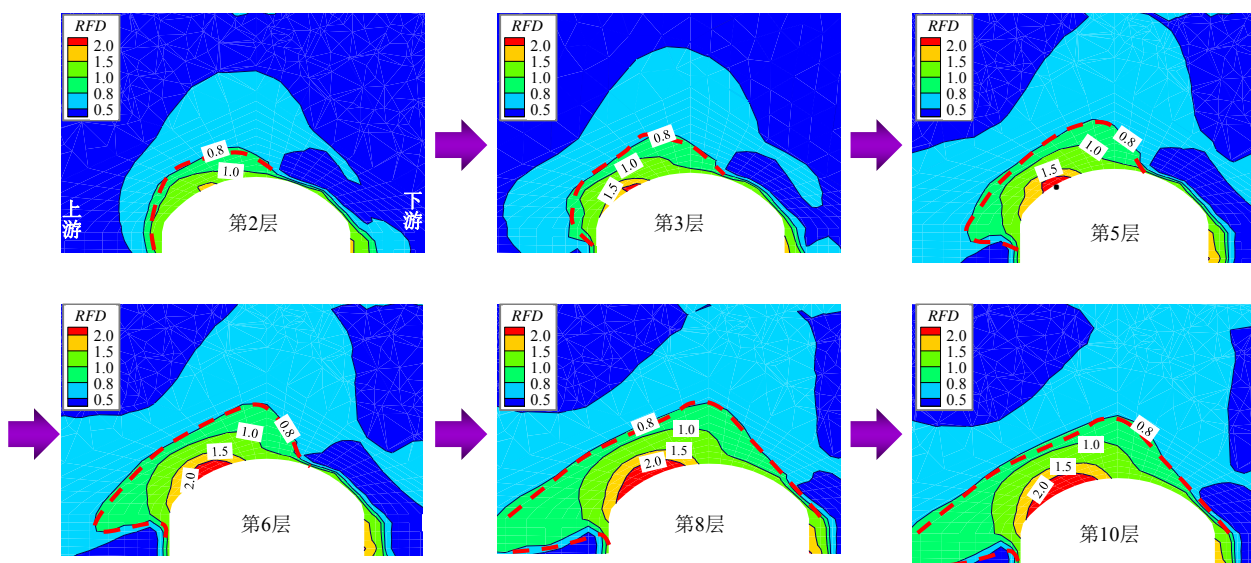


图 17 洞室分层开挖过程中顶拱围岩破裂区发展过程

Fig.17 Damage development in the surrounding rock during the excavation layer by layer in the right powerhouse

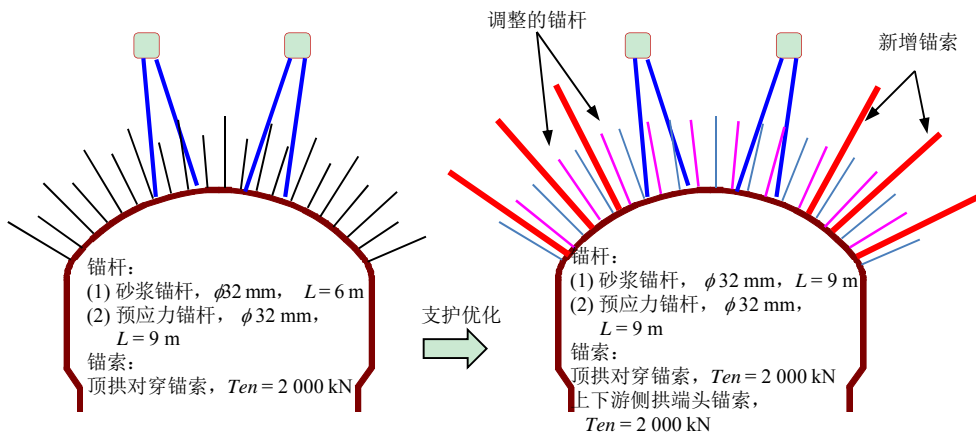


图 18 右岸地下厂房 K0+230~330 m 洞段顶拱加强支护方案

Fig.18 Reinforcement supporting scheme for the segment K0+230 - K0+330 m in the right underground powerhouse

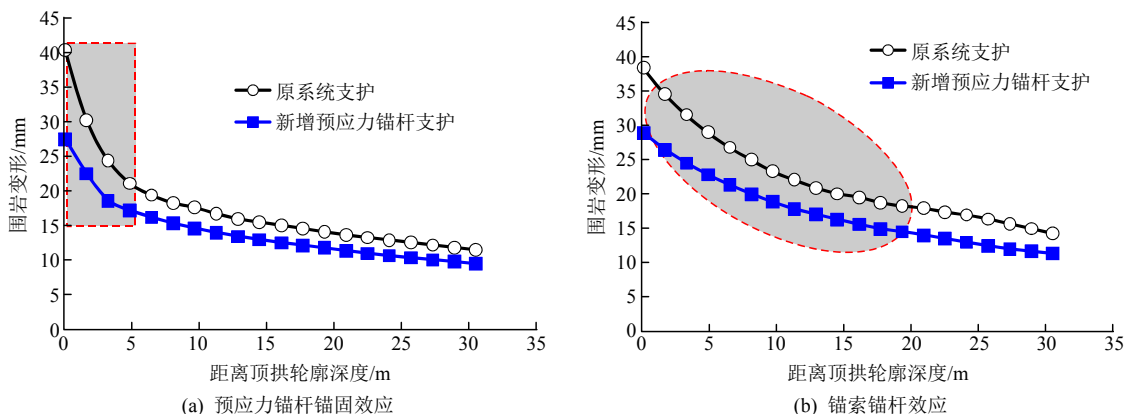


图 19 厂房顶拱预应力锚杆和锚索加强支护的计算效果分析

Fig.19 Calculated supporting effect of rock bolts and anchor cables for the powerhouse cavern

4.4 稳定性复核

在地下厂房该洞段第一层后的下部分层开挖过程中，利用厂房顶拱上游侧 K0+320 m 部位的观测钻孔全过程中观测了其内部围岩开裂发展过程。岩体内部开裂的钻孔摄像观测结果表明，该洞段围岩破裂发展期间主要集中在厂房第 1~3 层开挖(见图 20)，后续 4~10 层开挖过程中顶拱岩体深层开裂不再活跃；与此同时，厂房顶拱 K0+220, K0+330 m 洞段第三方变形监测结果也表明地下洞室围岩变形主要表现为随开挖的台阶式增长，开挖完成后逐步趋于收敛(见图 21)。这两方面观测结果都表明了该洞段围岩支护优化设计的合理性和可靠性。

5 中国锦屏深地实验室围岩支护参数复核分析

5.1 工程背景简介

中国锦屏深部地下实验室二期位于锦屏交通洞 A 洞南侧，实验室目前共开挖了 9 个洞室，主要洞室断面为城门洞型，单个洞室长 65 m，高度和跨度

均为 14 m^[54]。工程区岩性为三叠系中统白山组(T₂b)大理岩，最大埋深约 2 400 m，现场实测地应力表明工程区最大主应力约 70 MPa^[55]，为典型的高应力环境，而工程开挖过程中也普遍发生片帮、板裂、应力塌方等破坏行为，还发生了多起岩爆灾害(见图 22)。由于该洞室群用于安放精密仪器寻找宇宙中暗物质，其洞室围岩稳定性至关重要，为此设计单位提出采用纳米挂网喷射混凝土进行表层支护，并设置直径 2 mm，长度 = 6 m，预应力 = 150 kN，间距 = 1×1 m 的预应力锚杆对围岩进行系统支护。

5.2 围岩破裂区估计与支护复核

采用实测地应力作为边界条件，并在室内试验和现场调查基础上确定了相应的大理岩力学本构模型和力学参数后，模拟洞室分层开挖与支护过程(中导洞→上层扩挖→中层开挖→下层开挖)，计算结果表明，洞室分层开挖过程中围岩左侧拱应力集中较为显著，而右侧边墙应力集中区转移明显，最终转移深度距离边墙最大可达 5 m 左右(见图 23)；围岩破裂区分析表明洞室围岩破裂深度在左侧拱和右侧边墙非常明显，破裂区深度一般部位达到 3~4 m，局部

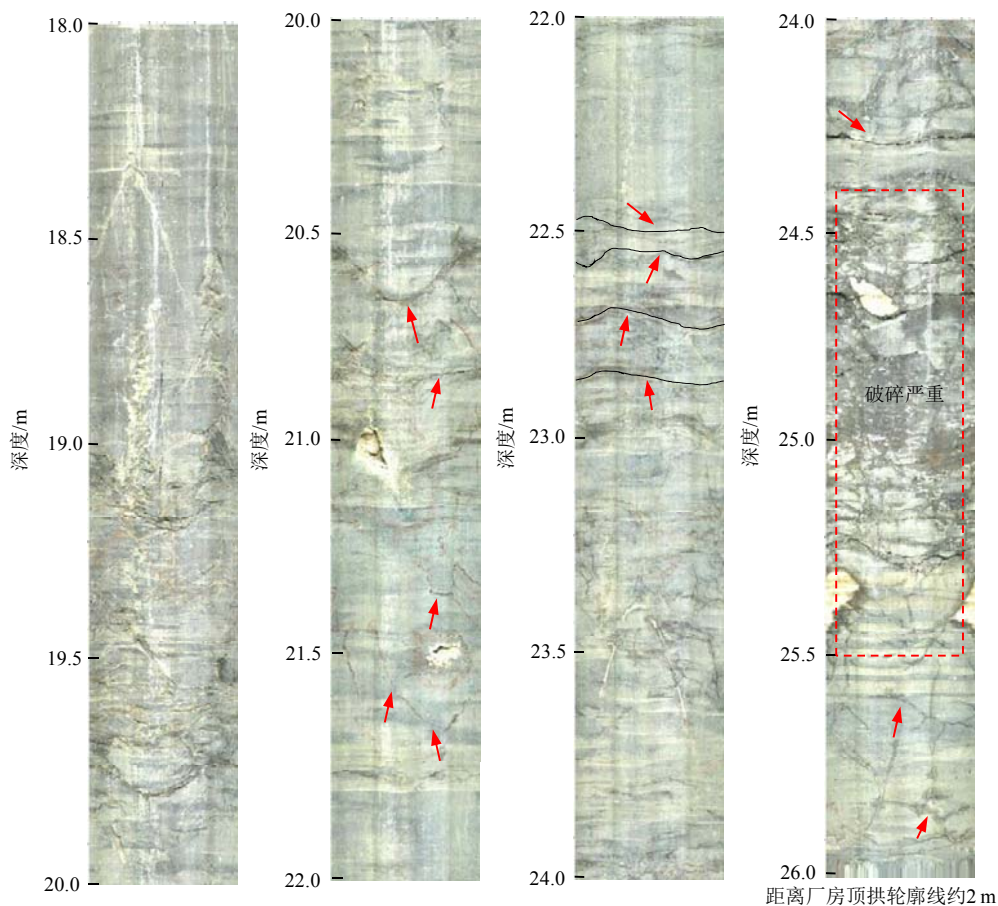


图 20 白鹤滩右岸厂房 K0+320 m 部位顶拱围岩内部开裂状态的钻孔摄像观测结果(洞室开挖高度超过 70 m 时)
 Fig.20 Observed cracks of surrounding rock inside the powerhouse's arch at the section K0+320 m by borehole camera

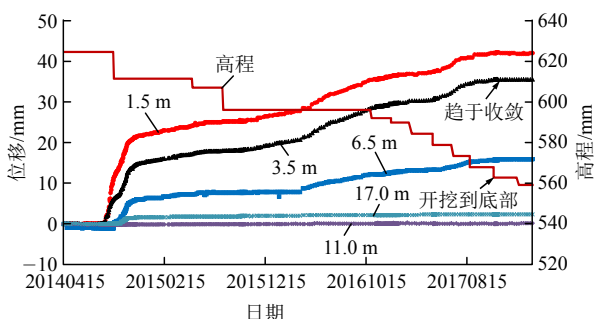


图 21 白鹤滩右岸厂房拱顶 K0+228 m 多点变位计监测变形时程曲线
 Fig.21 Displacement-time curves of multi-points at the arch K0+228 m of Baihetan right powerhouse

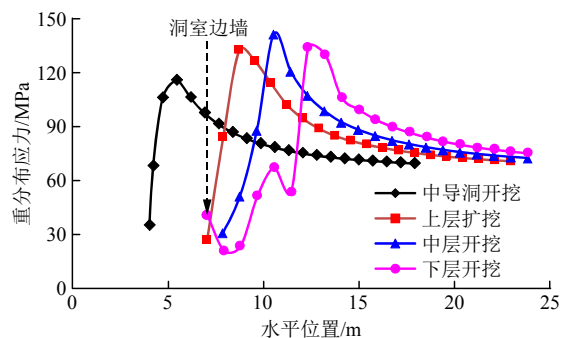
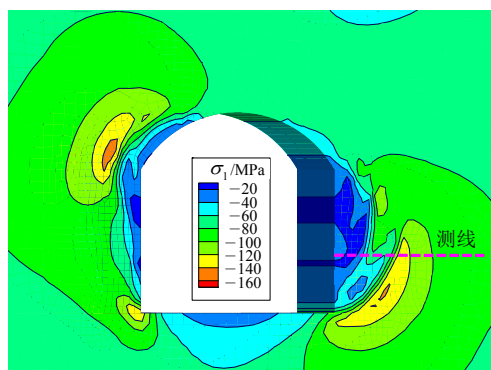


图 23 洞室分层开挖后围岩重分布应力及其测线上的应力峰值转移过程
 Fig.23 Redistribution and transformation of rock stress in the rock during the excavation layer by layer



图 22 中国锦屏深地实验室开挖过程中围岩破坏现象
 Fig.22 Failure phenomenon of surrounding rock at Chinese Jinping underground deep laboratory

5~6 m(见图 24)。因此,根据这一计算结果,6 m 长的预应力锚杆深度基本超出了围岩一般部位的破裂区范围($RFD > 0.8$ 的区域),而纳米喷射混凝土快速封闭支护有利于控制表层围岩的松弛与开裂。计算分析结果表明支护方案具有合理性,可有效控制浅层围岩破裂扩展;但同时计算分析也显示,其洞室左侧拱和右边墙围岩破裂程度较突出且深度相对较大,该部位在现场开挖后易发生应力型围岩破坏,宜适度增加锚杆长度。

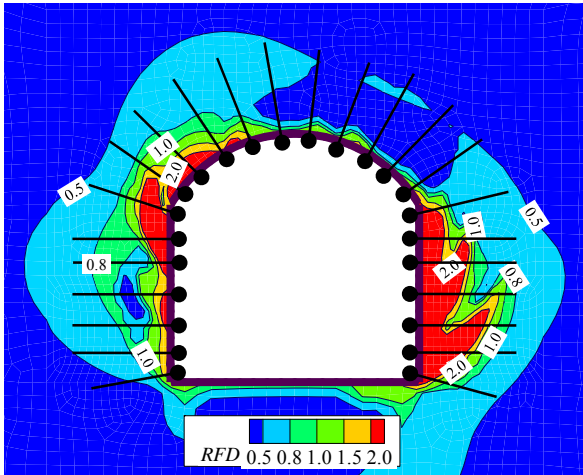


图 24 洞室开挖完成后围岩破裂区范围与支护锚杆长度关系
Fig.24 Relationship between the length of rock bolts and the damage zone distribution of cavern's surrounding rock

6 结论与认识

本文结合近年来多个具有高地应力特征硬岩地下工程稳定性反馈分析与设计优化的理论研究、现场综合观察与工程应用实践,认为高应力下硬岩地下洞室开挖卸荷后围岩大变形与突变破坏的本质机制是岩体空间上非均匀分布、时间上渐进发展的破裂演化,而围岩大变形与失稳灾变是其内部开裂发展累积的外在宏观表现形式。

为了合理优化高应力下地下洞室群开挖与支护设计,提出高应力下大型硬岩地下洞室群稳定性优化的裂化-抑制设计方法(CRD 法)新理念,该方法提出以抑制硬岩内部破裂发展为关键点,以硬岩的开裂测试分析、减裂开挖调整、止裂支护控制为三要素,通过系统地开展洞室群开挖方案优化、支护参数优化、支护时机优化设计,从全局上尽量减少和避免围岩开裂的规模、深度和程度,通过主动支护强化松弛/开裂围岩的整体性并抑制围岩进一步裂化,将围岩从被支护对象转换为承载结构,通过支护结构联结效应维护或再造洞室围岩自身承载

拱,从而实现充分调动围岩自身承载性能并最终实现安全、高效和经济的工程稳定性设计。

通过拉西瓦水电站地下洞室群、白鹤滩水电站地下厂房洞室群、中国锦屏深地实验室等多个具有高地应力背景的大型地下洞室工程应用实践表明,高应力下大型地下洞室群的裂化-抑制设计方法以控制硬岩开裂为关键切入点,通过优化分析从开挖角度减小洞室围岩开裂范围和程度、从支护角度确定围岩合理的支护参数和支护时机来抑制洞室后续开挖围岩进一步开裂发展,从而可有效地规避或减小高应力下大型地下洞室群的工程灾害,确保工程安全建设。

致谢 本文研究方法应用实践过程中,得到了黄河上游开发有限责任公司任宗社教授级高级工程师,中国长江三峡集团樊启祥教授级高级工程师、汪志林教授级高级工程师、樊义林教授级高级工程师,雅砻江流域水电开发有限公司吴世勇教授级高级工程师、周济芳博士,中国电建华东勘测设计研究院徐建荣教授级高级工程师、陈建林教授级高级工程师、万祥兵教授级高级工程师等专家在工程现场给予的全力支持与配合及宝贵建议,以及徐鼎平副研究员、潘鹏志研究员、张传庆研究员、丰光亮博士等在方法体系、三维建模及算法方面给予的帮助与建议,一致深表感谢。

参考文献(References):

- [1] 中华人民共和国国务院. 国家中长期科学和技术发展规划纲要[M]. 北京: 新华通讯社, 2006: 7-12. (State Council of the People's Republic of China. Outline of the national medium and long term science and technology development program[M]. Beijing: Xinhua News Agency, 2006: 7-12. (in Chinese))
- [2] 谢和平. “深部岩体力学与开采理论”研究构想与预期成果展望[J]. 工程科学与技术, 2017, 49(2): 1-16. (XIE Heping. Research framework and anticipated results of deep rock mechanics and mining theory[J]. Advanced Engineering Sciences, 2017, 49(2): 1-16. (in Chinese))
- [3] 钱七虎. 地下工程建设安全面临的挑战与对策[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, 31(10): 1945-1956. (QIAN Qihu. Challenges faced by underground projects construction safety and countermeasures[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, 31(10): 1945-1956. (in Chinese))
- [4] TERZAGHI K. Stress distribution in dry and in saturated sand above a yielding trap-door[C]// Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Cambridge, Massachusetts,

- 1936: 307 - 311.
- [5] TERZAGHI K. Theoretical soil mechanics[M]. New York: John Wiley and Sons, Inc., 1943: 56 - 80.
- [6] HANDY R L. The arch in soil arching[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1985, 111(3): 302 - 317.
- [7] 黎春林. 盾构隧道施工松动土压力计算方法研究[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(9): 1 714 - 1 720.(LI Chunlin. Method for calculating loosening earth pressure during construction of shield tunnels[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, 36(9): 1 714 - 1 720.(in Chinese)).
- [8] 蔺 港, 孔令刚, 詹良通, 等. 基于太沙基土拱效应考虑基质吸力影响的松动土压力计算模型[J]. 岩土力学, 2015, 36(7): 2 095 - 2 104.(LIN Gang, KONG Linggang, ZHAN Liangtong, et al. An analytical model for loosening earth pressure considering matrix suction based on Terzaghi soil arch effect[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, 36(7): 2 095 - 2 104.(in Chinese))
- [9] 关宝树. 隧道土压力的计算方法[J]. 土木工程学报, 1965, (2): 52 - 55.(GUAN Baoshu. Calculation method of tunnel soil pressure[J]. China Civil Engineering Journal, 1965, (2): 52 - 55.(in Chinese))
- [10] 王尚志. 采用矿山法修建公路隧道[J]. 公路, 1992, (3): 34 - 38.(WANG Shangzhi. Building highway tunnels by mining method[J]. Highway, 1992, (3): 34 - 38.(in Chinese))
- [11] 刘良国. 铁路隧道新奥法的应用推广[J]. 铁路工程学报, 1987, (2): 123 - 130.(LIU Lianguo. Application and extension of the new Austrian tunneling method for railway tunnels[J]. Journal of Railway Engineering Society, 1987, (2): 123 - 130.(in Chinese))
- [12] 孙 钧, 侯学渊. 地下结构[M]. 北京: 科学出版社, 1987: 21 - 30.(SUN Jun, HOU Xueyuan. Underground structure[M]. Beijing: Science Press, 1987: 21 - 30.(in Chinese))
- [13] 朱合华. 地下建筑结构[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2005: 88 - 91.(ZHU Hehua. Underground structures[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2005: 88 - 91.(in Chinese))
- [14] 中华人民共和国国家标准编写组. GB 50086—2015 岩土锚杆与喷射混凝土支护工程技术规范[S]. 北京: 中国计划出版社, 2015.(The National Standards Compilation Group of People's Republic of China. GB 50086—2015 Technical code for engineering of ground anchorages and shotcrete support[S]. Beijing: China Planning Press, 2015.(in Chinese))
- [15] 唐礼忠, 潘长良, 谢学斌, 等. 冬瓜山铜矿深井开采岩爆危险区分析与预测[J]. 中南工业大学学报, 2002, 33(4): 335 - 338.(TANG Lizhong, PAN Changliang, XIE Xuebin, et al. Analysis and prediction of rock burst dangerous areas in Dongguashan Copper Mine under deep well mining[J]. Journal of Central South University of Technology, 2002, 33(4): 335 - 338.(in Chinese))
- [16] 徐则民, 黄润秋, 范柱国, 等. 长大隧道岩爆灾害研究进展[J]. 自然灾害学报, 2004, 13(2): 16 - 24.(XU Zeming, HUANG Runqiu, FAN Zhuguo, et al. Progress in research on rock burst hazard of long tunnel with large section[J]. Journal of Natural Disasters, 2004, 13(2): 16 - 24.(in Chinese))
- [17] 何满潮, 谢和平, 彭苏萍, 等. 深部开采岩体力学研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(16): 2 803 - 2 813.(HE Manchao, XIE Heping, PENG Suping, et al. Study on rock mechanics in deep mining engineering[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(16): 2 803 - 2 813.(in Chinese))
- [18] 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))
- [19] 冯夏庭, 陈炳瑞, 明华军, 等. 深埋隧洞岩爆孕育规律与机制: 即时型岩爆[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, 31(3): 433 - 444.(FENG Xiating, CHEN Bingrui, MING Huajun, et al. Evolution law and mechanism of rockbursts in deep tunnels: immediate rockburst[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, 31(3): 433 - 444.(in Chinese))
- [20] 戴 峰, 李 彪, 徐奴文, 等. 猴子岩水电站深埋地下厂房开挖损伤区特征分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, 34(4): 735 - 744.(DAI Feng, LI Biao, XU Nuwen, et al. Characteristics of damaged zones due to excavation in deep underground powerhouse at Houziyan hydropower station[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, 34(4): 735 - 744.(in Chinese))
- [21] 冯夏庭, 吴世勇, 李邵军, 等. 中国锦屏地下实验室二期工程安全原位综合监测与分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, 35(4): 649 - 657.(FENG Xiating, WU Shiyong, LI Shaojun, et al. Comprehensive field monitoring of deep tunnels at Jinping underground laboratory (CJPL-II) in China[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, 35(4): 649 - 657.(in Chinese))
- [22] 姜耀东, 潘一山, 姜福兴, 等. 我国煤炭开采中的冲击地压机理和防治[J]. 煤炭学报, 2014, 39(2): 205 - 213.(JIANG Yaodong, PAN Yishan, JIANG Fuxing, et al. State of the art review on mechanism and prevention of coal bumps in China[J]. Journal of China Coal Society, 2014, 39(2): 205 - 213.(in Chinese))
- [23] 顾金才, 范俊奇, 孔福利, 等. 抛掷型岩爆机制与模拟试验技术[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, 33(6): 1 081 - 1 089.(GU Jincai, FAN Junqi, KONG Fuli, et al. Mechanism of ejective rockburst and model testing technology[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and

- Engineering, 2014, 33(6): 1 081 - 1 089.(in Chinese))
- [24] 钱七虎, 李树忱. 深部岩体工程围岩分区破裂化现象研究综述[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(6): 1 278 - 1 284.(QIAN Qihu, LI Shuchen. A review of research of zonal disintegration phenomenon in deep rock mass engineering[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, 27(6): 1 278 - 1 284.(in Chinese))
- [25] 魏进兵, 邓建辉, 王伟刚, 等. 锦屏一级水电站地下厂房围岩变形与破坏特征分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(6): 1 198 - 1 205.(WEI Jingbing, DENG Jianhui, WANG Dikai, et al. Characterization of deformation and fracture for rock mass in underground powerhouse of Jinping hydropower station[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(6): 1 198 - 1 205.(in Chinese))
- [26] 冯夏庭, 肖亚勋, 丰光亮. 川藏铁路巴玉隧道岩爆监测、预警与风险控制研究[R]. 武汉: 中国科学院武汉岩土力学研究所, 2018.(FENG Xiating, XIAO Yaxun, FENG Guangliang. Research on monitoring, early warning and risk control of rock burst in Ba-Yu tunnel of Sichuan-Tibet railway[R]. Wuhan: Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, 2018.(in Chinese))
- [27] 蔡美峰, 王金安, 王双红. 玲珑金矿深部开采岩体能量分析与岩爆综合预测[J]. 岩石力学与工程学报, 2001, 20(1): 38 - 42.(CAI Meifeng, WANG Jin'an, WANG Shuanghong. Analysis of energy distribution and prediction of rock burst during deep mining excavation in Linglong gold mine[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2001, 20(1): 38 - 42.(in Chinese))
- [28] 张涛, 胡静云, 林峰, 等. 金属矿千米深井高应力特性岩爆发生规律与防治措施研究[J]. 采矿技术, 14(7): 28 - 34.(ZHANG Tao, HU Jingyun, LIN Feng, et al. Study on occurrence regularity and control measures of rock burst with high stress characteristics in metal mine kilometer deep well[J]. Mining Technology, 14(7): 28 - 34.(in Chinese))
- [29] 中华人民共和国国家标准编写组. GB50086—2001 锚杆喷射混凝土支护技术规范[S]. 北京: 中国计划出版社, 2011.(The National Standards Compilation Group of People's Republic of China. GB50086—2001 Specifications for bolt-shotcrete support[S]. Beijing: China Planning Press, 2011.(in Chinese))
- [30] 冯夏庭, 江权, 苏国韶. 高应力下硬岩地下工程的稳定性智能分析与动态优化[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 28(7): 1 341 - 1 352.(FENG Xiating, JIANG Quan, SU Guoshao. Integrated intelligent stability analysis and dynamic optimization of underground engineering in hard rock with high geostress[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, 28(7): 1 341 - 1 352.(in Chinese))
- [31] 冯夏庭, 张传庆, 李邵军, 等. 深埋硬岩隧洞动态设计方法[M]. 北京: 科学出版社, 2013: 210 - 240.(FENG Xiating, ZHANG Chuanqing, LI Shaojun, et al. Dynamic design method for deep tunnels in hard rock[M]. Beijing: Chinese Science Press, 2013: 210 - 240.(in Chinese))
- [32] FENG X T, HAO X J, JIANG Q, et al. Rock cracking indices for improved tunnel support design: a case study for columnar jointed rock masses[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2016, 49(6): 2 115 - 2 130.
- [33] 江权, 樊义林, 冯夏庭, 等. 高应力下硬岩卸荷破裂: 白鹤滩水电站地下厂房玄武岩开裂观测实例分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2017, 36(5): 1 076 - 1 087.(JIANG Quan, FAN Yilin, FENG Xiating, et al. Unloading break of hard rock under high geo-stress condition: inner cracking observation for the basalt in the Baihetan's underground powerhouse[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2017, 36(5): 1 076 - 1 087.(in Chinese))
- [34] FENG X T, GUO H S, YANG C X, et al. In situ observation and evaluation of zonal disintegration affected by existing fractures in deep hard rock tunneling[J]. Engineering Geology, 2018, 242(14): 1 - 11.
- [35] 徐光黎, 董家兴, 李志鹏, 等. 声波测试法在判别地下厂房 EDZ 中的应用[J]. 地球科学, 2014, 39(11): 1 699 - 1 706.(XU Guangli, DONG Jiaying, LI Zhipeng, et al. EDZ assessment for underground cavern by acoustic wave method[J]. Earth Science, 2014, 39(11): 1 699 - 1 706.(in Chinese))
- [36] 王川婴, LAWK T. 钻孔摄像技术的发展与现状[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(19): 3 440 - 3 408.(WANG Chuanying, LAWK T. Review of borehole camera technology[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(19): 3 440 - 3 408.(in Chinese))
- [37] FENG X T, KONG R, ZHANG X W, et al. Experimental study of failure differences in hard rock under true triaxial compression[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2019, Doi: org/10.1007/s00603 - 018 - 1700 - 1.
- [38] 蔡美峰. 地应力测量原理和方法的评述[J]. 岩石力学与工程学报, 1993, 22(3): 275 - 283.(CAI Meifeng. Review on the principle and method of in-situ stress measurement[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 1993, 22(3): 275 - 283.(in Chinese))
- [39] 刘允芳, 龚壁新, 钟作武, 等. 构皮滩水利枢纽地下厂房区地应力场分析[J]. 长江科学院院报, 1992, 9(4): 60 - 67.(LIU Yufang, GONG Bixin, ZHONG Zuowu, et al. Analysis of geostress field of underground plant area of Goupitan project on Wujiang River[J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 1992, 9(4): 60 - 67.(in Chinese))
- [40] 江权, 冯夏庭, 陈建林, 等. 锦屏二级水电站厂址区域三维地应力场非线性反演[J]. 岩土力学, 2008, 29(11): 3 003 - 3 010.(JIANG Quan, FENG Xiating, CHEN Jianlin, et al. Nonlinear inversion of 3D initial geostress field in Jinping II hydropower station region[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, 29(11): 3 003 - 3 010.(in Chinese))

- [41] 付成华, 汪卫明, 陈胜宏. 溪洛渡水电站坝区初始地应力场反演分析研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(11): 2 305 - 2 312.(FU Chenghua, WANG Weiming, CHEN Shenghong. Back analysis study on initial geostress field of dam site for Xiluodu hydropower project[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, 25(11): 2 305 - 2 312.(in Chinese))
- [42] 江 权, 冯夏庭, 向天兵, 等. 大型洞室群稳定性分析与智能动态优化设计的数值仿真研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, 33(3): 524 - 539.(JIANG Quan, FENG Xiating, XIANG Tianbing, et al. Numerical simulation method for stability analysis and intelligent and dynamic optimization design of large cavern group[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, 33(3): 524 - 539.(in Chinese))
- [43] 马洪琪. 大型水电工程建设技术[M]. 北京: 中国电力出版社, 2011: 44 - 50.(MA Hongqi. Construction technology of large hydropower project[M]. Beijing: China Electric Power Press, 2011: 44 - 50.(in Chinese))
- [44] 苏国韶, 冯夏庭, 江 权, 等. 高地应力下大型地下洞室群开挖顺序与支护参数组合优化的智能方法[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(增 1): 2 800 - 2 808.(SU Guoshao, FENG Xiating, JIANG Quan, et al. Intelligent method of combinatorial optimization of excavation sequence and support parameters for large underground caverns under condition of high geostress[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(Supp.1): 2 800 - 2 808.(in Chinese))
- [45] 陈宗基, 康文法, 黄杰藩. 岩石的封闭应力、蠕变和扩容及本构方程[J]. 岩石力学与工程学报, 1991, 10(4): 299 - 312.(TAN Tjiangkie, KANG Wenfa, HUANG Jiefan. On the locked in stress, creep and dilatation of rocks, and the constitutive equations[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 1991, 10(4): 299 - 312.(in Chinese))
- [46] MARTIN C D, CHANDLER N A. The progressive fracture of Lac duBonnet granite[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Science and Geomechanics Abstracts, 1994, 31(6): 643 - 659.
- [47] FENG X T, HUDSON J A. Rock engineering and design[M]. Leiden: CRC Pres/Balkema, 2011: 4 - 10.
- [48] 江 权, 冯夏庭, 陈国庆. 考虑高地应力下围岩劣化的硬岩本构模型研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(1): 144 - 152.(JIANG Quan, FENG Xiating, CHEN Guoqing. Study on constitutive model of hard rock considering surrounding rock deterioration under high geostresses[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, 27(1): 144 - 152.(in Chinese))
- [49] 邵信光, 杨慧中, 陈 刚. 基于粒子群优化算法的支持向量机参数选择及其应用[J]. 控制理论与应用, 2006, 23(5): 740 - 744.(SHAO Xinguang, YANG Huizhong, CHEN Gang. Parameters selection and application of support vector machines based on particle swarm optimization algorithm[J]. Control Theory and Applications, 2006, 23(5): 740 - 744.(in Chinese))
- [50] 中国电建华东勘测设计研究院. 金沙江白鹤滩水电站地下厂房顶拱一层及后续边墙开挖支护咨询材料[R]. 杭州: 中国电建集团华东勘测设计研究院, 2013.(PowerChina Huadong Engineering Corporation Limited. Consulting report on excavation and supporting for the roof in first-layer and subsequent sidewall of underground power house cavern in Baihetan hydropower station located on Jinsha river[R]. Hangzhou: Power China Huadong Engineering Corporation Limited, 2013.(in Chinese))
- [51] 陈文华, 马 鹏, 彭书生, 等. 金沙江白鹤滩水电站工程地应力测试研究分析专题报告[R]. 杭州: 杭州华东工程检测技术有限公司, 2009.(CHEN Wenhua, MA Peng, PENG Shusheng, et al. In-situ stress test research analysis special report of Baihetan hydropower station located on Jinsha river[R]. Hangzhou: Hangzhou Huadong Engineering Testing Technology Corporation Limited, 2009.(in Chinese))
- [52] JIANG Q, FENG X T, CHEN J, et al. Estimating in-situ rock stress from spalling veins: A case study[J]. Engineering Geology, 2013, 152(1): 38 - 47.
- [53] 冯夏庭, 江 权, 刘国峰, 等. 左岸厂房第 VII 层和右岸厂房第 V 层开挖后洞群稳定性评价与后续开挖围岩力学行为预测分析[R]. 武汉: 中国科学院武汉岩土力学研究所, 2017.(FENG Xiating, JIANG Quan, LIU Guofeng, et al. Stability evaluation of Cavern Group after excavation of the left bank workshop VII-floor and the right bank workshop V-floor, and prediction and analysis of mechanical behavior of surrounding rock in subsequent excavation[R]. Wuhan: Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, 2017.(in Chinese))
- [54] 张春生, 陈祥荣, 王 岩, 等. 锦屏地下实验室招标设计报告[R]. 杭州: 中国电建集团华东勘测设计研究院, 2014.(ZHANG Chunsheng, CHEN Xiangrong, WANG Yan, et al. Tender design report of Jinping Underground laboratory[R]. Hangzhou: PowerChina Huadong Engineering Corporation Limited, 2014.(in Chinese))
- [55] 钟 山, 江 权, 冯夏庭, 等. 锦屏深部地下实验室初始地应力测量实践[J]. 岩土力学, 2018, 39(1): 356 - 366.(ZHONG Shan, JIANG Quan, FENG Xiating, et al. A case of in-situ stress measurement in Chinese Jinping underground laboratory[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, 39(1): 356 - 366.(in Chinese))