

文章编号:1674-2869(2018)05-0543-07

深部硬岩的力学特性与支护要求

张传庆^{1,2}, 张玲³, 周辉^{1,2}, 邱士利^{1,2}

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. 中国科学院大学, 北京 100049; 3. 广水市公路管理局, 湖北 广水 432700

摘要:以锦屏二级水电站深埋引水隧洞中白山组大理岩为典型,开展了常规三轴与真三轴加载试验、损伤控制加卸载试验,基于试验成果的综合分析,揭示了大理岩弹性变形特性、变形与强度的围压效应、脆延转换破坏特征及机制,并将其应用于指导深埋隧洞围岩支护设计,提出了快速提高围压、改变围岩破裂方式的深部硬岩工程支护设计理念,确立了及时进行表面支护、加固围岩、提高结构面抗剪强度及支护系统整体抗冲击能力的支护设计原则,研究结果对深入认识深部工程围岩的高应力破坏机制、针对性地制定岩体破坏防治策略具有重要指导意义。

关键词:支护设计准则;深部工程;力学特性;硬岩;岩爆

中图分类号: O89 **文献标识码:** A **doi:** 10.3969/j.issn.1674-2869.2018.05.013

Mechanical Properties and Support Requirements of Hard Rock in Deep Engineering

ZHANG Chuanqing^{1,2}, ZHANG Ling³, ZHOU Hui^{1,2}, QIU Shili^{1,2}

1. State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan 430071, China; 2. University of Chinese Academy of Sciences, Beijing 100049, China;
3. Guangshui Highway Administration, Guangshui 432700, China

Abstract: The conventional and true triaxial loading tests and the damage control with loading-unloading tests were carried out for the marble of the Baishan formation in the Jinping II hydropower station. The results unveil the elastic characteristics, the confining pressure effect of deformation and strength, the failure characteristics and mechanism in the brittle-ductile transition of the marble, which helps to guide the support design of surrounding rock mass in deep tunnels. The support design concept including improving confining pressure as soon as possible and changing the cracking way of rock mass was proposed. Meanwhile, the support design principles including timely surface support, reinforcement of surrounding rock mass, improvement of the shear resistance of the structure planes and the overall impact resistance of the support system were presented. This study provides important guides for the profound understanding of the high stress failure mechanism and the specific solutions to the failure of the surrounding rock mass in deep engineering.

Keywords: rock support design principle; deep engineering; mechanics property; hard rock; rockburst

岩石力学试验包括单轴压缩、常规三轴压缩、真三轴压缩、循环加卸载试验等,是认识岩石力学特性、揭示其变形破坏机制的基本手段,同时为建立力学本构模型、准确描述岩石的力学行为提供

基础数据。由于岩石室内力学试验所采用的试样尺寸远小于现场岩体,试样结构与岩体结构相差甚远,由室内试验获得的岩石力学参数不能直接应用于现场岩体的力学响应分析已经成为共识。

收稿日期:2018-04-27

基金项目:国家重点基础研究发展计划(973)项目(2014CB046902);中国科学院科研仪器设备研制项目(YZ201344)

作者简介:张传庆,博士,研究员,博士研究生导师。E-mail: cqzhang@whrsm.ac.cn

引文格式:张传庆,张玲,周辉,等. 深部硬岩的力学特性与支护要求[J]. 武汉工程大学学报, 2018, 40(5): 543-549.

因此,长期以来,岩石力学试验的成果大多停留在室内,成为了岩石力学学家的专有数据,除了几个基本力学参数取值外,工程师很少认为其能为工程现场提供其他有价值的信息。

相对于浅层岩体,深部坚硬岩体厚度大、结构完整、结构面稀疏、岩质新鲜,如加拿大 URL 的花岗岩和锦屏二级水电站引水隧洞中的大理岩,高应力下岩体的破坏问题成为深部地下工程开挖过程中的主要问题^[1]。在这种情况下,高应力下岩体的力学行为决定了围岩的开挖力学响应,因此,只有深刻理解岩体在高应力下的变形破坏机制才能针对性地制定防治岩体破坏的策略,选择合适的技术措施,如支护方案和施工方案。

支护系统的设计取决于现场围岩破坏问题控制的需求,需要对现场揭露的典型破坏现象有清晰深刻的认识。支护设计的合理性取决于对工程问题力学本质把握的全面性和深入程度。事实上,室内岩石试验成果所揭示的变形破坏机制对深入认识现场岩体的高应力破坏机制具有重要价值,其所反映的力学特性也在一定程度上有利于对岩体力学特性的认识。从这一角度出发,本文以锦屏二级水电站深埋引水隧洞为例,在分析深埋白山组大理岩室内试验成果的基础上,揭示现

场岩体破坏的力学机制,剖析试验成果对围岩支护设计的指导作用,提炼其工程意义,从而拓展室内岩石力学试验成果的应用范围。

1 深埋大理岩的地质特征

锦屏二级水电站隧洞工程包括 4 条引水隧洞、1 条排水洞和 2 条辅助洞。其中,4 条引水隧洞为圆形,直径约为 13 m;排水洞也为圆形,直径为 7.2 m;辅助洞为城门洞形,跨度为 7 m,高度为 7.6 m;隧洞长度约为 17 km,穿越锦屏山,最大埋深 2 525 m,沿线 80% 洞段为大理岩地层^[2-3]。其中,埋深大于 1 900 m 洞段为白山组大理岩,由杂色大理岩与结晶灰岩互层、粉红色厚层状大理岩、灰-灰白色致密厚层块状臭大理岩等组成,长度约为 8.15 km,岩体厚度大,完整性好,岩质新鲜。图 1 为深部地下实验室 2#试验场垂直洞壁向 ED09 钻孔取出的岩芯照片,ED09 钻孔位置如图 2 所示。可见,0 m~19.47 m 范围内,岩芯几乎全部为破碎岩块和岩饼,这并非意味着原岩破碎或破裂,而是开挖引起围岩内高应力集中,导致钻孔取芯过程中岩芯损伤破裂形成的,恰恰说明岩体非常完整;19.47 m~26.00 m 范围内岩芯则非常完整,仅局部存在结构面切割。

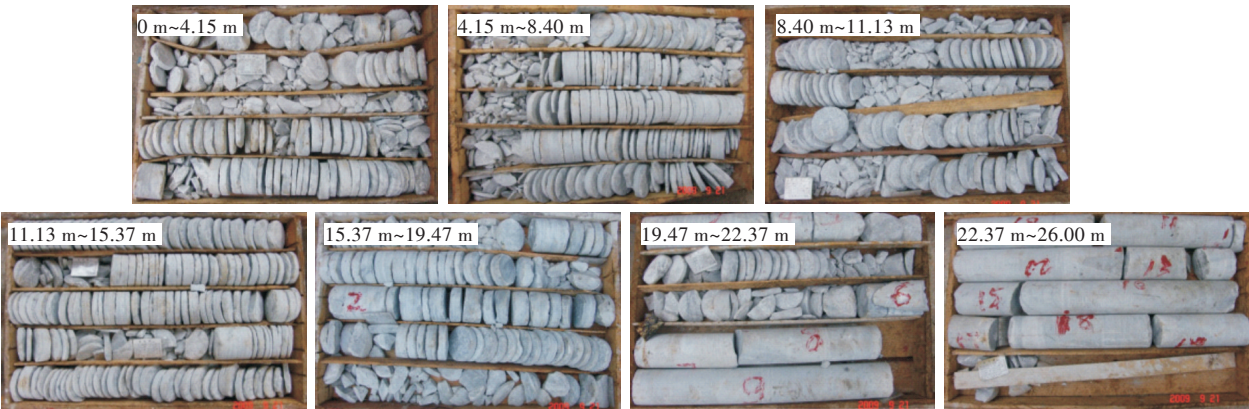


图 1 深部地下实验室 2#试验洞 ED09 钻孔岩芯

Fig. 1 Drilling cores from test tunnel 2# in the deep underground laboratory

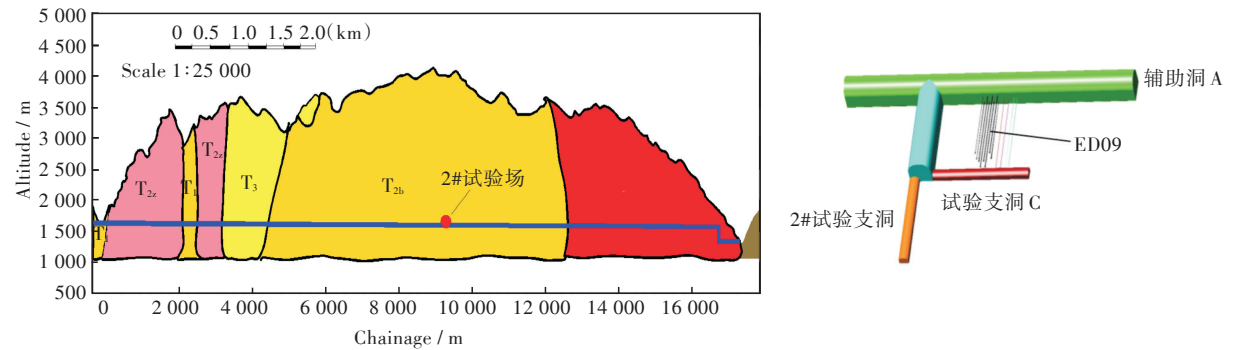


图 2 2#试验洞 ED09 钻孔位置示意图

Fig. 2 Diagram of the position of ED09 drilling hole in test tunnel 2#

2 深埋大理岩力学特性的工程意义

锦屏二级引水隧洞白山组洞段围岩的破坏以应力型、应力结构型或结构应力型为主,应力型破坏包括剥落、片帮、层状破裂、应力型坍塌、应变型岩爆等,应力结构型破坏包括结构面型岩爆、塌方等,结构应力型破坏主要以塌方为主^[4]。

应力型破坏主要指高应力下完整岩体的破坏;应力结构型破坏指高应力作用下关键结构面影响的相对完整岩体的破坏;而结构应力型破坏则主要指岩体完整性差,结构面发育,极易在应力作用下发生岩桥断裂、结构面贯通导致破坏。应力型破坏和应力结构型破坏是深埋隧洞的主要破坏形式。

对于相对完整岩体,岩石力学特性、行为和变形破坏机制在很大程度上反映了现场岩体的基本开挖力学响应,虽然由于尺度效应,力学参数取值和部分特殊力学特性上存在差异。本文在MTS815.03型压力试验系统上开展白山组大理岩的常规三轴和损伤控制加卸载试验,试样为圆柱形,直径为50 mm,高度为100 mm。常规三轴试验围压为0 MPa、5 MPa、20 MPa和40 MPa,每个围压4个试样。损伤控制加卸载试验的围压为5 MPa、10 MPa、20 MPa和40 MPa,峰前加卸载过程采用应力控制,分级加载,到达预定荷载处后卸载,而后重新加载直至下一级荷载;峰后采用环向应变控制,每级应变达到预定值处卸载,而后重新加载直至下一级应变。除此之外,还在RT3岩石高压真三轴压缩系统上开展真三轴压缩试验,试样为长方体,上下面为正方形,边长为50 mm,高度为100 mm,最小主应力 σ_3 分别为0 MPa和1 MPa,中间主应力 σ_2 保持不变。通过试验结果的分析认识岩石的力学特性和变形破坏机制,从而为由岩石基本力学特性推断岩体的破坏力学行为奠定基础。

2.1 弹性变形性质的意义

白山组大理岩在单轴应力条件下的弹性模量约为36 GPa,泊松比为0.18,且弹性模量和泊松比具有围压效应,其随着围压的升高而增大,但增大幅度逐渐减小,至40 MPa围压时,弹性模量达到了61 GPa,泊松比达到0.3。近似假设大理岩峰值强度之前为弹性变形阶段,岩石弹性模量高,表示在一定荷载作用下弹性变形小,而泊松比则表示侧向弹性变形的发展程度。白山组大理岩的单轴抗压强度为80 MPa~120 MPa,平均约100 MPa。在岩石达到单轴抗压强度时,其轴向变形约为

0.28%,侧向变形约为0.05%,即在轴向应力作用下,1 m厚度的岩石在侧向的变形仅为0.5 mm。

现场围岩的弹性模量约为19 GPa,泊松比为0.22,单轴抗压强度约为50 MPa^[5],同样可以估计在洞壁切向集中应力作用下,1 m厚度岩体的侧向弹性变形约为0.6 mm。可见,围岩在高应力作用下破裂前弹性变形非常小,通过支护保持围岩处于弹性变形阶段而防止表层围岩破裂几乎是不现实的。

2.2 大理岩低围压力学特性与破坏特征的意义

图3为白山组大理岩常规三轴试验成果。可见,在低围压条件下,围压效应相比其他条件下更加突出。在低围压条件下,白山组大理岩的偏应力($\sigma_1 - \sigma_3$)-轴向应变 ϵ_1 曲线在峰值强度处没有平台,或平台很小,之后应力迅速跌落至残余强度,轴向应变 ϵ_1 变化微小,而侧向应变 ϵ_3 明显增大,体积应变迅速扩容。表明处于低围压条件下的表层岩体在切向集中应力作用下破坏时表现为径向变形明显增大,即体胀。此时,要求支护系统能够很好地控制围岩破裂后径向变形的发展,从而控制破裂程度,且破坏的脆性特征同时要求支护的及时性。

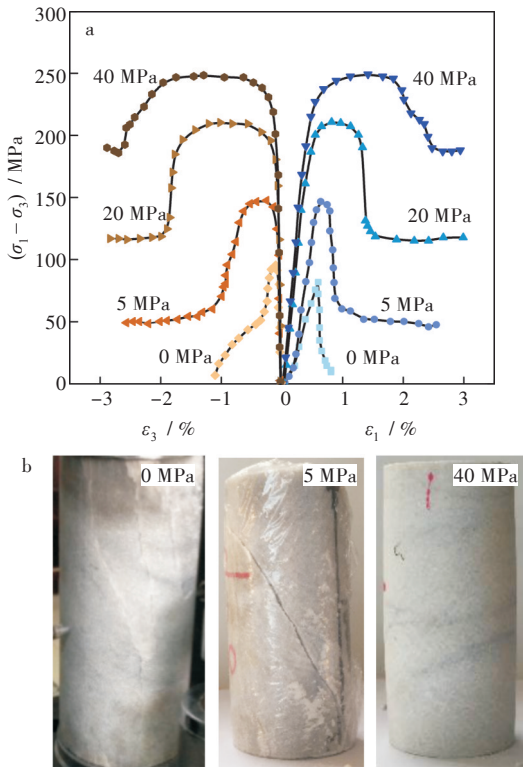


图3 白山组大理岩的常规三轴试验成果:
(a) 应力-应变曲线、(b) 试样破坏照片^[7]
Fig. 3 Results of conventional triaxial tests of Baishan formation marble: (a) stress-strain curves, (b) failure pictures of samples^[7]

由图3可见,5 MPa围压下岩石由单轴条件下的劈裂拉伸破坏转变为细观拉伸-宏观剪切破坏,调动了其摩擦强度,变形能力远大于单轴情况,同时峰值强度提高了约1.5倍。图4为大理岩真三轴试验结果,图中 ε_1 、 ε_2 和 ε_3 分别为最大主应力 σ_1 、中间主应力 σ_2 和最小主应力 σ_3 方向的应变, ε_v 为体积应变。图中阴影可见,施加1 MPa的围压,岩石在 σ_3 方向的变形能力得到显著提高。表明通过及时提供一定表面围压可显著提高围岩的变形能力和强度,即开挖后要及时进行喷射混凝土支护,并采用大锚杆垫板以尽可能提高表面支护力^[6]。

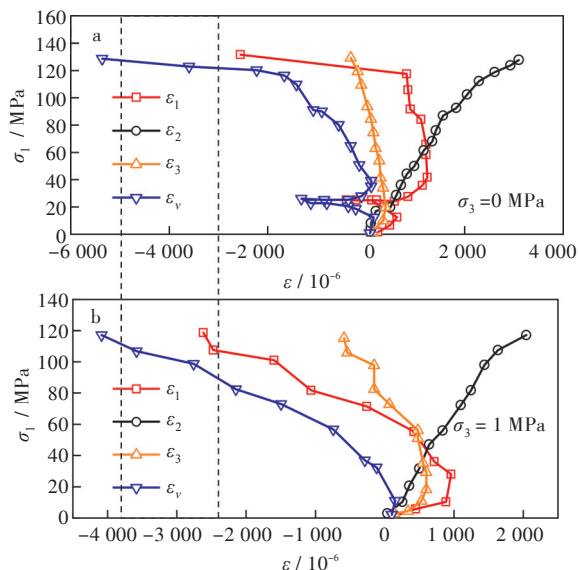


图4 白山组大理岩真三轴试验结果:

(a) $\sigma_3 = 0$ MPa, (b) $\sigma_3 = 1$ MPa

Fig. 4 Results of true triaxial tests of marble of Baishan formation: (a) $\sigma_3 = 0$ MPa, (b) $\sigma_3 = 1$ MPa

低围压常规三轴试验结果表明,岩石破坏表现为轴向劈裂破坏或沿陡倾的单破裂面破坏,破裂面起伏粗糙。单轴条件下岩石内裂纹主要沿轴向扩展,并在不稳定扩展阶段迅速扩展至岩样端部,裂纹扩展以I型断裂扩展机制为主。随着围压升高,裂纹尺寸增大,试样内裂纹面处于垂直于此面的压应力和平行于此面的剪应力作用下,当裂纹迹长增大至一定程度后,压应力作用下裂纹将闭合,剪应力将引起闭合裂纹面的剪切滑动,从而导致裂纹尖端发生II型断裂。此时,裂纹扩展的轨迹不再继续沿轴向劈裂扩展,而出现了倾斜连通或岩桥断裂,并最终形成宏观剪切破裂面^[8]。

大理岩常规三轴试验和真三轴试验成果均可很好地解释现场围岩开挖过程中出现的平行洞壁的破裂张开、剥落破坏现象。而由于岩石矿物成分和应力分布的影响,剥落还具体表现为不同形

式。张传庆等^[7]通过锦屏深部实验室试验支洞开挖后洞壁岩体损伤破坏的观察总结出了三种剥落破坏形式,即片状剥落、薄板状剥落、楔形板状剥落,如图5所示,并对各种形式破坏的现场显现特征进行了详细的分析。

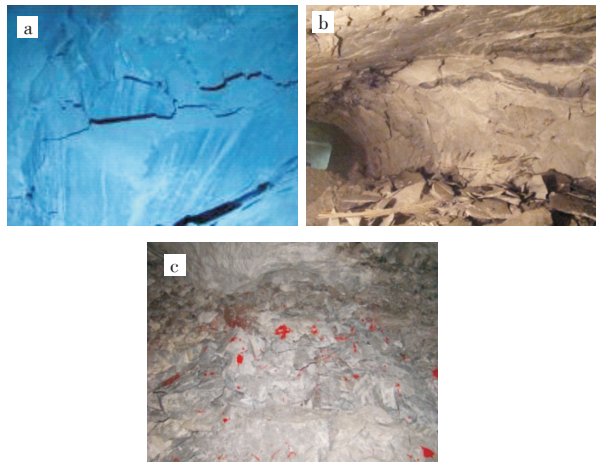


图5 锦屏深部实验室围岩剥落破坏:

(a) 薄片破坏, (b) 板状破坏, (c) 楔形板状破坏^[7]

Fig. 5 Spalling of surrounding rock mass in the Jinping deep underground laboratory: (a) flake failure, (b) plate failure, (c) wedge-shaped failure^[7]

剥落和片帮均是低围压下高偏应力导致的围岩脆性破坏,针对其细观拉裂纹扩展成宏观拉破裂面或汇集形成宏观剪破裂面的特征,相应的控制措施以及时地表面支护提供围压和锚杆支护加固围岩为主,即要求通过锚杆的约束作用能够有效限制拉裂纹的扩展,对于围岩内已经发育的片板状破裂,通过锚杆可将岩板串联,并与围岩重新形成整体,大大提高其承载能力。当然,仅仅针对剥落破坏本身,一定厚度的喷射混凝土即可达到非常好的效果。

2.3 大理岩高围压延性破坏和脆延转换的意义

脆延转换是白山组大理岩表现出的另一种围压效应,延性变形增大、强度峰残差减小和应变硬化现象等均为锦屏大理岩随围压升高而表现出的典型脆延转换特征。如图6所示,随围压升高,残余强度不断增大,强度峰残差减小,且岩石延性变形能力大大提高,峰值强度处的平台宽度明显增大,破坏时出现一个或两个共轭的破裂面,破裂面较平整,面上存在薄层细岩粉,说明在剪切破裂的主导作用下,细观拉破裂形成的陡坎已被磨平。围压达到40 MPa,即应力应变曲线呈现近似理想弹塑性特征,破坏岩样上未发现明显破裂面,而出现密集的共轭滑移线,岩样呈鼓状,显然,这是剪

切破裂机制主导作用的结果。应力型坍塌是高应力下一定深度围岩剪切破坏造成的,破坏深度较大,破坏的围岩形成碎片或碎块状,围岩表面出现明显的鼓胀现象,这是岩石高应力下剪胀性质的外在表现。

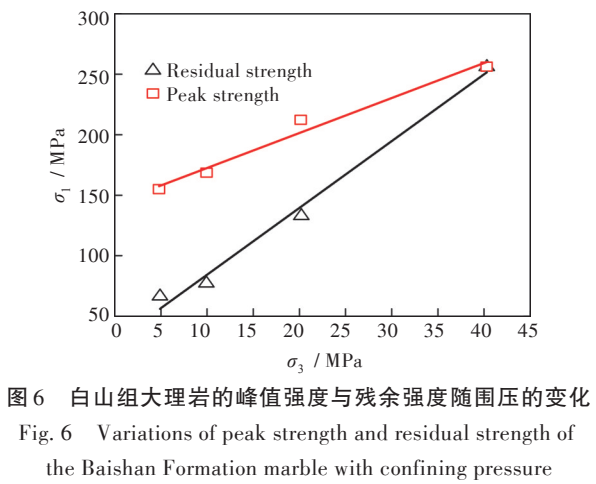


图6 白山组大理岩的峰值强度与残余强度随围压的变化
Fig. 6 Variations of peak strength and residual strength of the Baishan Formation marble with confining pressure

白山组大理岩的脆延转换特性对围岩稳定性控制的指导意义需要辩证看待,对于缓和的围岩破坏问题,延性平台无疑增大了岩体的变形能力,有利于围岩稳定性的控制,支护系统若要保证这一部分围岩稳定,必须一方面提高其抗剪强度,一方面保证其围压不明显降低,即对其本身力学性质的改善和对表层岩体破裂发展的有效控制,要求锚杆支护提高其抗剪强度,以表面支护提供一定围压,约束径向变形,控制鼓胀。而延性平台的存在也意味着即使岩体有一定破裂变形的发展,其储存的弹性应变能仍然处于最大值,若一定范围内围岩处于此状态,则会造成大量能量的积聚,在达到一定程度后瞬间释放出来,可能造成强烈岩爆问题。

2.4 大理岩力学特性演化特征及支护控制要求

图7为白山组大理岩单轴压缩试验结果,其与加拿大 Lac du Bonnet 花岗岩相似,具有明显的5阶段特征^[9],即裂纹压密闭合阶段(Ⅰ)、线弹性阶段(Ⅱ)、裂纹稳定扩展阶段(Ⅲ)、裂纹非稳定扩展阶段(Ⅳ)和峰后破坏阶段(Ⅴ)。在阶段Ⅲ之前,岩石处于长期稳定状态,不需要任何支护控制即可保持长期稳定。在进入阶段Ⅳ之后,岩石内已经发育超过其矿物颗粒尺寸的破裂,且裂纹开始出现局部化行为,向宏观破裂面汇聚。根据损伤控制加卸载试验结果,在该阶段岩石即存在不可恢复的变形,但非常小,甚至可忽略不计,该阶段也称为不稳定加载阶段,即保持荷载不变,经过一定

时间后,岩石便可发生破坏,即裂纹扩展和宏观裂纹的产生存在时间效应,从而在宏观上表现出强度的时间效应^[9-10]。因此,为保持甚至提高岩石的长期强度,控制其时间裂化效应,要求支护系统能够保持该区域的围压,同时利用锚杆的增韧止裂作用,控制裂纹扩展,避免裂纹向局部发育汇集。由于处于该阶段的围岩破裂时变形非常小,因此,不要求支护系统对其变形的控制。

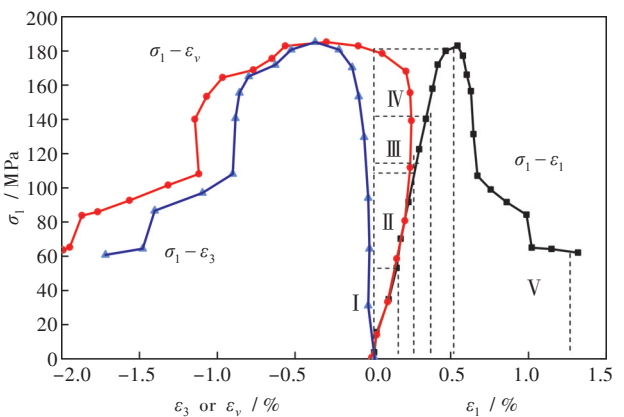


图7 白山组大理岩单轴应力-应变曲线
Fig. 7 Uniaxial stress-strain curves of the Baishan Formation marble

在阶段Ⅴ的峰后软化阶段,岩石中已经出现宏观破裂,如不及时控制,将造成围岩破坏塌落。但在不同条件下,围岩破坏形式不同,对支护系统要求的不同。处于该阶段岩体的稳定问题也是工程现场支护控制的核心问题。

3 深埋大理岩隧洞其他破坏问题及支护要求

由于岩体结构非常复杂,除受力学特性和行为控制外,高应力作用下岩体的破坏如应力结构性坍塌和结构面型岩爆还受结构面的影响极大^[11]。

3.1 应力结构型坍塌

应力结构型坍塌是由于高应力导致岩体中结构面附近应力奇异性,超过了岩体(岩桥)的强度而造成破坏。其破坏程度与结构面的产状、主应力方向有很大关系,除去结构面型岩爆外,锦屏二级水电站引水隧洞揭露的应力结构型破坏多与 NWW 向陡倾结构面有很大关系。由于这类结构面多隐性发育,揭露不明显,因此,难以准确及时判断。只有进行及时锚杆支护才能避免这类破坏的发生,现场由于支护不及时造成的该类型的破

坏非常普遍,如图8所示。

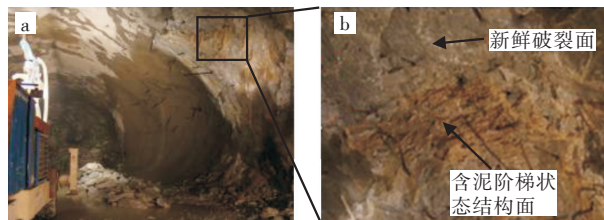


图8 (a)应力结构型坍塌,(b)破坏面局部放大图

Fig. 8 (a)Stress-structure collapse, (b)local magnification of failure surface

3.2 结构面型岩爆

锦屏二级水电站深埋隧洞的结构面型岩爆主要由洞壁发育的刚性结构面诱发,由于结构面的存在造成其附近岩体内应力分布的奇异性和局部高应力的集中,结构面剪切错动过程中积累的变形能超过其储能能力而发生岩爆。该类型岩爆与岩体内结构面间距、结构面产状与主应力的相对关系等有关^[12]。在结构岩体中发生岩爆的必要条件是岩体结构有利于能量的储存和释放。由于未知结构面的产状和位置,这类岩爆问题的施工处理和支护控制难度非常大。

对于开挖揭露断面的应变型岩爆采用一定支护手段可以应对,但由于洞周围岩和底板岩体中未揭露结构面导致的岩爆问题单纯依赖支护结构常常是无法解决的。因此,除了支护外,结构面型岩爆必须在岩体地质结构的详细勘察后进行应力解除才能应对。

对强烈至极强岩爆的处理,不仅包括支护系统的设计,还包括施工方法的改进^[13-14],如应力解除爆破等^[15]。单就支护设计来讲,无论是应变型还是结构面型岩爆,对支护系统有以下几个方面的要求:

1)要求支护系统能够有效限制裂纹扩展,加固岩体,提高岩体和结构面的抗剪强度,改善结构面附近的应力分布,具有一定的抗剪切能力。

2)要求支护系统特别是锚杆具有抵抗岩爆冲击的能力或者具有吸能机制,要求锚杆具有一定的延性,能在屈服状态下工作^[16-18]。

3)要求锚杆能够迅速发挥作用,保证施工进度和施工安全。

4)要求支护系统性,由于每种支护形式具有不同的特点和作用,故这一类问题不是哪种支护形式单独就能应对的,故要求在对各支护单元性能准确清晰把握的基础上对其充分利用。

5)要求支护系统有较好的韧性和抗冲击能

力,很大程度上降低岩爆的级别,岩爆发生后岩块可脱离母岩,但可被吊住或兜住。

4 结 语

白山组大理岩本身弹性变形小、峰后剪胀显著、强度和变形的围压效应、长期力学性质劣化等特性及现场岩体的特殊地质结构决定了现场围岩的变形破坏特征和机制,从而也决定了对支护系统的要求,主要包括以下几个方面:

1)及时进行表面支护,施加一定围压,控制剥落、片帮等浅层围岩破坏,同时加固表层破坏围岩,控制浅层破坏,保持表层破裂围岩的整体性,防止破坏向深部扩展;

2)加固深层破裂围岩,控制高应力区裂纹的不稳定扩展,提高其短期峰值强度和长期强度,保证其高围压下的延性变形能力不丧失,改善其能量耗散机制;提高结构面的抗剪强度,改善结构面附近应力分布的奇异性;

3)保证支护系统的整体抗冲击能力。

根据上述支护要求,可确立尽快提高围压、改变围岩破裂方式的支护设计理念,其内涵包括两个方面:通过及时喷层获得围压,使围岩由脆性劈裂拉伸破坏转变为具延性特征的剪切破坏;通过及时锚杆支护增韧止裂,除可提高强度外,主要可减少脆性增加延性。

因此,围岩的支护方式主要包括表面支护和内部加固两种。表面支护仅为内部加固的辅助手段,强调及时性,锚杆作为内部加固的主要形式也是围岩支护的主要手段。当然,支护设计需要结合支护要求和支护单元功能进行支护单元的选择,考虑它们所组成系统的整体性,并考虑支护单元的施工作业速度、质量保证、安装技术成熟程度等现场因素,通过现场试验和效果验证最终确定支护设计方案。

本文从一个新的角度分析了岩石室内试验的成果,将其与现场岩体开挖力学响应的机制和支护要求建立了联系,明确了各种试验成果的工程意义,可为其他工程相关岩石力学试验、现场岩体破坏机制分析和支护设计提供有价值的参考。

参考文献:

- [1] MARTIN C D, KAISER P K, MCCREATH D R. Hoek-Brown parameters for predicting the depth of brittle failure around tunnels [J]. Canadian Geotechnical Journal, 1999, 36(1): 136-151.

[2] ZHANG C Q, FENG X T, ZHOU H, et al. A top pilot tunnel preconditioning method for the prevention of extremely intense rockbursts in deep tunnels excavated by TBMs [J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2012, 45(3):289-309.

[3] ZHANG C Q, ZHOU H, FENG X T. An index for estimating the stability of brittle surrounding rock mass: FAI and its engineering application [J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2011, 44 (4) : 401-414.

[4] HUDSON J A, HARRISON J P. Engineering rock mechanics: an introduction to the principles [M]. Amsterdam:Elsevier Science, 2000.

[5] 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,2013:399-401.

[6] KAISER P K, TANNANT D D, MCCREATH D R. Canadian rockburst support handbook [R]. Ontario: Geomechanics Research Centre, Laurentian University, 1996.

[7] 张传庆,冯夏庭,周辉,等. 深部试验隧洞围岩脆性破坏及数值模拟[J]. 岩石力学与工程学报,2010,29 (10):2063-2068.

[8] HAIMSON B , CHANG C. Brittle fracture in two crystalline rocks under true triaxial compressive stresses [J]. Petrophysical Properties of Crystalline Rocks, 2005,240(1):47-59.

[9] MARTIN C D. Seventeenth Canadian geotechnical colloquium: the effect of cohesion loss and stress path on brittle rock strength [J]. Canada Geotechnical Journal,1997,34(5):698-725.

[10] 高阳,周辉,张传庆,等. 硬脆性岩石时效强度理论研究[J]. 岩石力学与工程学报,2018,37(3):671-678.

[11] 张传庆,黄书岭,周辉,等. 基于地应力水平评价的围岩潜在破坏模式研究[J]. 岩石力学与工程学报,2018,37(增刊1):3187-3195.

[12] ZHANG C Q , FENG X T , ZHOU H , et al. Case histories of four extremely intense rockbursts in deep tunnels [J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2012,45(3):275-288.

[13] KAISER P K, CAI M. Design of rock support system under rockburst condition [J]. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering,2012,4(3):215-227.

[14] WANG J M, ZENG X H, ZHOU J F. Practices on rockburst prevention and control in headrace tunnels of Jinping II hydropower station [J]. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering,2012,4(3):258-268.

[15] TANG B Y. Rockburst control using distress blasting [D]. Montreal:McGill University,2000.

[16] HE M C, XIA H M, JIA X N, et al. Studies on classification, criteria and control of rockbursts [J]. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering,2012,4(2):97-114.

[17] 张传庆,卢景景,陈珺,等. 岩爆倾向性指标及其相互关系探讨[J]. 岩土力学,2017,38(5):1397-1404.

[18] 张传庆,俞缙,陈珺,等. 地下工程围岩潜在岩爆问题评估方法[J]. 岩土力学,2016,37(增刊1):341-349.

本文编辑:苗 变