

DOI: 10.16285/j.rsm.2015.S2.071

大跨度地下工程支护结构研究

肖丛苗^{1,2}, 张顶立¹, 朱焕春³, 张成平¹

(1. 北京交通大学 土建学院, 北京 100044; 2. 第二炮兵工程设计研究院, 北京 100011; 3. ITASCA (武汉) 咨询有限公司, 湖北 武汉 430074)

摘 要: 针对大跨度地下工程结构受力复杂、安全风险高的工程特点, 采用理论分析、经验评价、数值模拟的综合评价方法, 对某地下实验大厅的支护结构稳定性进行综合评价。通过多种塑性力学计算方法, 对比了卡柯 (Caquot) 公式、芬纳 (Fenner) 公式、修正的芬纳公式或卡斯特纳 (Kastner) 公式在具体工程中的应用, 优化分析得出适合于硬岩条件下大跨度结构的理论分析方法。采用 Q 评价系统和工程类比方法, 确定了大跨度地下工程锚杆、锚索和喷射混凝土的支护参数, 通过相似工程的经验类比, 认为锚索长度应不小于跨度的 40%。采用三维离散元计算方法对支护结构的稳定性进行数值模拟, 数值计算中的岩体采用基于 HB 强度准则的应变软化模型, 结构面采用基于摩尔-库仑强度准则的理想弹塑性模型。通过数值分析, 对边墙上部施加 3 排预应力锚索, 边墙变形得到抑制, 同时围岩潜在失稳块体数量和范围显著得到有效的控制。通过支护结构的应力分析得出 60% 的锚杆轴力在 2.0~2.25 MN 之间, 表明地下工程具有良好的安全性。建立了塑性区理论分析、经验类比和数值模拟的综合评价方法, 形成三位一体的评价体系, 可有效地对大跨度支护结构的合理性进行评价。综合分析可知, 支护方案设计合理时, 能够有效应对围岩中的块体稳定风险和高应力破坏现象; 在局部安全性较差的部位, 锚索和锚杆应力水平相对较高, 可以考虑对适当降低锚索预张力、增加随机锚杆数量。

关 键 词: 大跨度; 支护结构; 稳定性; 综合评价

中图分类号: TU 375.4

文献标识码: A

文章编号: 1000—7598 (2015) 增 2—0513—07

Study of large-span underground engineering supporting structure

XIAO Cong-miao^{1,2}, ZHANG Ding-li¹, ZHU Huan-chun³, ZHANG Cheng-ping¹

(1. School of Civil Engineering, Beijing Jiaotong University, Beijing 100044, China;

2. The Second Artillery Engineering Design and Research Institute, Beijing 100011, China;

3. Itasca Wuhan Consulting China Co., Ltd., Wuhan, Hubei 430074, China)

Abstract: According to the characteristics of long span underground engineering's complex structure and high safety risk, the paper establishes a synthetically evaluation system by theoretical analysis, numerical simulation and experience evaluation. Through a variety of plastic mechanical calculation method, the Caquot formula, Fenner formula, modified Fenner and Kastner formulas are applied to project practice; select one method is most suitable analyze way for large span structures in hard rock. Using Q system and engineering analogy, determine the supporting parameters of anchor bolt in large-span underground engineering. The length of anchor bolt depends directly on the excavation span in Q system, at same time we can get support parameters of shotcrete. By analyzing the same level span underground works, determined that cable length should longer than 40% of the underground work's span. Through the three-dimensional discrete element to evaluate the stability of supporting structures. In numerical calculations, rock strength criterion can be defined by the strain-softening model of HB. Constitutive relations of structural surface can use ideal elastoplastic model in Mohr-Coulomb strength criterion. After applying three rows of prestressed-cables at the upper side wall, the of deformation of side wall is significantly reduced. At the same time, the number of potential instability surrounding rock mass and scope are effective significantly controlled. By stress analysis of supporting structure, it is show that the 60% of the anchor's axial force is between 2.0-2.25 MN; the underground engineering has a good safety. Through the synthetically evaluation system including plastic area analysis, numerical simulation and experience analysis, the formation of three-in-one evaluation system is reached. This system can be used for large-span support structure's rationality evaluation. Through the analysis, The supporting design scheme can effectively deal with the failure phenomenon of rock block stability risk. In local lowly safety parts, anchor and anchor-cable stress level is comparatively high, can reduce the anchor-cable's pretension force and increase the number of random anchor.

Keywords: large span; supporting structure; stability; comprehensive evaluation

收稿日期: 2015-04-16

基金项目: 国家科技支撑计划项目 (No.2012BAJ01B03)。

第一作者简介: 肖丛苗, 男, 1975 年生, 博士研究生, 工程师, 主要从事大跨度地下工程支护技术的设计与研究工作。E-mail: xcmiao@163.com

1 引言

随着经济和国防等事业的发展^[1],我国近几年集中建设了大型水电地下厂房和在国防工程中的一些大断面地下洞室,在建和多处规划的地下液化石油气库、国家战略石油地下水封岩洞储备库以及未来的核废料储存库等都属于超大断面的地下工程。国内外已成功建造了不少城市大跨度地下工程^[2],如土耳其伊斯坦布尔的 Basilica 地下蓄水池修建于公元 532 年,洞室宽度达 70 m;1993 年 5 月落成的挪威 Gjovik 滑冰场,洞室拱顶 61 m 宽,是迄今世界上人工修建的最大跨度的洞室。从岩石力学角度来看,地下工程的跨度是用来衡量地下工程稳定程度和施工难度的一个重要指标,一般而言,跨度越大,越不利于洞室围岩的稳定性,同时跨度越大,不良地质条件(如断层等)的影响也越严重。向欣等^[3]对金沙江水电站地下洞室群中直径达 50 m 调压井,采用工程地质分析与数值模拟等相结合的方法进行分析,认为层间错动带对工程的稳定影响较大。刘宝国等^[1]结合大跨度、高边墙地下洞室的施工,采用数值模拟方法对这一新的开挖方法与自上而下台阶式开挖方法引起围岩最大变形、围岩塑性破坏和锚杆轴力进行了对比分析,结果表明新的开挖方法对围岩的扰动破坏更小。董志明^[4]通过对大跨度浅埋隧道围岩压力的研究,发现大跨度浅埋隧道的结构受力分析不宜采用荷载结构法,应采用地层结构法。对大跨度的研究也可以通过现场应力应变监测方法^[5-6],对支护结构的应力变化规律进行分析和预测,利用人工智能方法^[7]对提前预估大型地下工程的稳定,但是,目前的研究都是真对 20 m 作用公路隧道或者水电工程的竖井,对于跨度超过 50 m 的扁平地下工程的稳定性研究较少。本文主要针

对大跨度地下工程支护结构的稳定性的综合评价方法进行研究。

2 工程概况

某地下工程实验大厅地下埋深达到 763 m,顶拱最大跨度为 52 m,位于竖井西南侧约 270 m 的小山包地下,地表高程约 268 m。

2.1 工程地质条件

工程所用山体岩性为灰白色中细粒二长花岗岩,围岩质量良好,水电规范其围岩分级为 II 类围岩。图 1 为实验大厅所在山体围岩的节理玫瑰图,其中 NE 向节理以倾 NW 占主导地位,而 NWW 向节理中绝大多数倾 SW。

根据勘察中在钻孔内进行了的 9 次水压致裂的地应力测试,利用回归分析方法得到了地应力大小随深度分布式:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_H &= 0.0268h + 0.97 \\ \sigma_V &= 0.026h \\ \sigma_h &= 0.020h + 0.30 \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

式中: σ_H 为最大水平应力(MPa); h 为深度(m); σ_V 为垂直应力(MPa); σ_h 为最小水平应力(MPa)。统计测试结果可知,最大水平主应力 σ_H 的方位为 N30°W,最小水平主应力 σ_h 方位为 N60°E。

2.2 初步支护设计方案

实验大厅结构顶拱的初步支护设计方案为系统锚索、系统锚杆和喷层支护。主要设计参数:预应力锚索设计值为 2 000 kN,长度 $L = 30$ m,间排距为 4 m;锚杆为普通砂浆锚杆和预应力锚杆间隔布置,普通砂浆锚杆直径 $\phi = 32$ mm,长度 $L = 12$ m,间排距为 2 m;预应力锚杆长度 $L = 6$ m,其余与砂浆锚杆相同;喷层分 2 期,初期喷层厚 10 cm,2 期厚 20 cm。

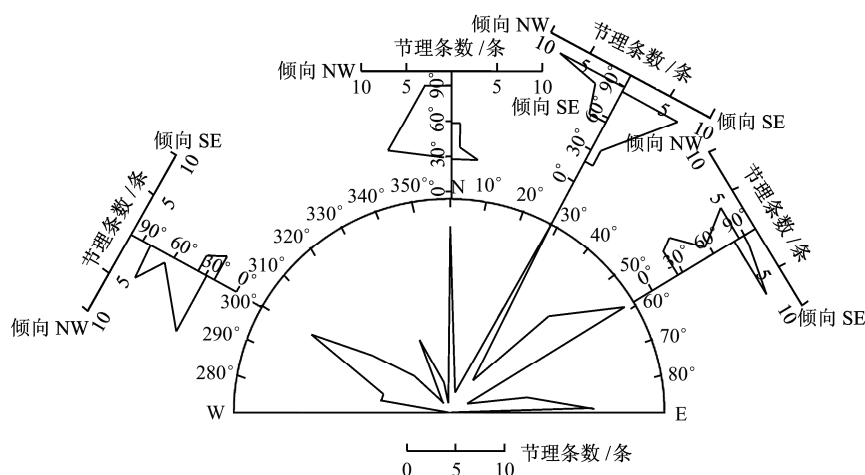


图 1 花岗岩体内节理玫瑰图
Fig.1 Rose picture of granite joints

3 围岩支护综合评价方法

围岩支护结构的综合评价方法拟采用了 3 种方法,即理论分析法、基于 Q 系统和工程类比的经验性评价及基于 3DEC 的数值计算的综合评估方法,理论分析方法基于弹塑性力学,对隧道开挖后的塑性区范围进行计算分析。基于 Q 系统的经验性评价是建立在大量工程实践总结基础上,其在深埋大跨度洞室的成果具备一定的参考价值。离散元的数值计算方法可以有效地计算大跨度地下工程的围岩开挖稳定性,特别是破坏模式和破坏深度,从围岩稳定性变化、支护系统安全性角度评价支护方案的合理性。

3.1 塑性区分布的解析解

当深埋隧道或埋深较浅但围岩强度较低^[8]时,开挖后围岩的应力状态可能超过围岩的抗压强度,此时坑道或发生脆性破坏,如岩爆、剥离(坚硬、脆性、整体的围岩中)或者坑道附近围岩内形成塑性应力区域,发生塑性剪切滑移或塑性流动。此时,应力即使不增加,变形仍将继续。当围岩内应力超过围岩的抗压强度后,围岩发生塑性变形并迫使塑性变形的围岩向坑道内滑移。

本文根据对卡柯(Caquot)公式、芬纳(Fenner)公式、修正的芬纳公式或卡斯特纳(Kastner)公式对具体工程的实例分析^[9],得到了几个公式在不同围岩条件下的塑性区半径和围岩压力见表 1、2。

表 1 理论公式计算的塑性区半径

Table 1 Radius of plastic zone by theoretical calculation

围岩 级别	等效圆 半径/m	塑性 系数 ξ	塑性圈半径/m		
			芬纳公式	修正芬纳公式	卡柯公式
V 浅埋	10.87	2.464 0	35.03	9.07	19.46
V 深埋	10.75	2.464 0	36.04	8.93	20.19
IV	10.52	3.000 0	14.85	8.23	9.19
III	10.10	4.599 9	9.49	7.96	4.63
II	9.67	7.549 0	9.13	8.29	2.92

表 2 理论公式计算的围岩压力

Table 2 Rock pressures by theoretical calculation

围岩级别	松动压力/MPa		
	芬纳公式	修正芬纳公式	卡柯公式
V 浅埋	-0.064 5	0.143	0.030 6
V 深埋	-0.065 4	0.156	0.040 8
IV	-0.108 0	0.148	0.077 1
III	0.316 0	0.066	12.380 0
II	0.886 0		

分析可知,由芬纳公式计算得到的塑性区半径

最大,修正的芬纳公式计算得到的塑性区半径最小,但在硬岩条件下两者塑性区半径相差不大。对于形变压力,卡柯计算公式只能适用于 III~V 级的较破碎、破碎围岩,芬纳公式适用于 II~III 级完整性较好的围岩,根据本工程的地质条件,可选用芬纳公式分析塑性区和变形压力。芬纳(Fenner)塑性区半径公式为

$$\left. \begin{aligned} R &= \gamma_0 \left[\frac{p_0 + c \cos \varphi (1 - \sin \varphi)}{c \cos \varphi} \right]^{1/(K_p - 1)} \\ K_p &= \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

式中: P_i 为围岩作用于结构上的变形压力; c 为岩体黏聚力; φ 为岩体内摩擦角; γ_0 为开挖区半径; R 为塑性圈半径; p_0 为原始地应力; K_p 为塑性系数。根据本工程的地质条件和参考本工程的地质报告以及《公路隧道设计规范》^[10]建议的 II 级围岩参数值,洞室开挖后塑性区半径为 22.8 m,因此,施作锚索时锚索长度应大于在 22.8 m,并将锚固区设置在 20 m 以后区域。

3.2 支护方案的经验性评价

3.2.1 基于 Q 系统的评价

除 Q 系统等少数方法以外^[11]绝大部分围岩支护设计的经验方法多针对某个参考直径的圆形洞室,如基于 RMR 围岩质量分类系统的支护设计针对 10 m 直径的隧洞。Q 系统中锚杆长度直接取决于开挖跨度,其经验公式为

$$L = 0.15B + 2 \quad (3)$$

式中: L 为锚杆长度 (m); B 为开挖跨度 (m)。

根据上述经验公式,52 m 跨度洞室顶拱锚杆长度应为 9.8 m。当实验厅增加锚索以后,系统锚杆长度可以适当缩短,采用 6 m 和 9 m 间隔布置的系统锚杆较为合理性。一方面体现了施加锚索以后对深部支护力要求的降低,具备减小锚杆长度的条件。另一方面,较短的锚杆具有更好的现场施工操作性,能够实现早期开挖以后的及时支护。

如图 2 所示(图中 ESR 为开掘支护率,与开掘用途及安全系数有关),Q 系统对锚杆间距设计需要考虑围岩质量、跨度和其他支护的联合作用,系统建议的设计参数并不考虑锚索作用,包括喷射混凝土和锚杆。喷射混凝土层能够提供的支护力大小与开挖跨度密切相关,如果采用 90 mm 厚优质喷层可以为 10 m 直径的隧洞提供大约 0.76 MPa 的支护压力,显著大于一般的系统锚杆。同样的喷层施加在 52 m 跨度的顶拱时,其支护压力也可达到 0.15

MPa 的水平。图 2 中加固类别为：(1) 无支护；(2) 随机锚固；(3) 系统锚固；(4) 系统锚固加 40~100 mm 厚素砂浆混凝土；(5) 锚固加 50~90 mm 纤维砂浆混凝土；(6) 锚固加 90~120 mm 纤维砂浆混凝土；(7) 锚固加 120~150 mm 纤维砂浆混凝土；(8) 锚固，加肋及大于 150 mm 厚加纤维砂浆混凝土；(9) 浇筑混凝土衬砌。

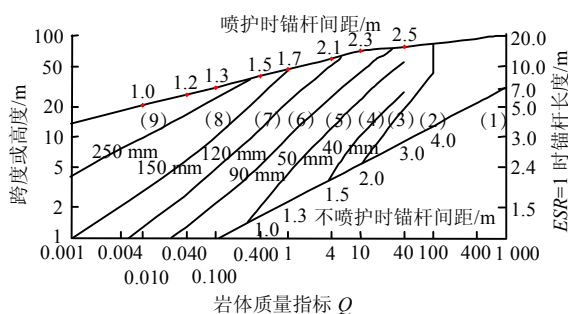


图 2 Q 系统的支护经验设计参数

Fig.2 Support parameters in design of Q system

根据地质报告的资料，实验厅围岩 Q 值为 30 左右，顶拱跨度为 52 m（图中红色实心圆位置）。综合地， Q 系统推荐的系统喷锚支护参数是加钢纤维喷射混凝土厚度为 50~90 mm，锚杆长 10 m 左右。

3.2.2 工程类比评价

Q 系统只给出系统锚杆和喷射混凝土层的支护系统和相应的支护参数，没有涉及到锚索，而大多数大跨度地下厂房都使用了系统锚索，如锦屏一级水电站尾调室（圆筒形，直径为 44 m）在穹顶仍然设置了系统锚索；白鹤滩水电站地下厂房跨度为 34 m，左右两岸厂房顶拱都采用了系统锚索，长度达到 25~30 m，间距为 3.5 m，预张拉力为 2 000~2 500 kN；挪威地下冰球场跨度达到 60 m 量级，顶拱布置的系统预应力锚索是保证围岩安全的重要工程措施之一。

图 3 为 Hoek 等对一些大跨度工程锚固支护类型的统计。结果显示，这些工程中当跨度小于 22 m 时均没有使用锚索，超过还跨度以后均采用了系统锚索。根据对这些工程的统计，顶拱锚索长度基本满足 $L \geq 0.4B$ 的关系。

根据图 3 所列案例总结，中微子实验厅顶拱需要采用系统锚索，且锚索长度并应小于 21 m，但具体的参数可以根据围岩稳定条件具体设计和优化。

3.3 支护方案数值评价

3.3.1 岩体本构模型与参数

数值计算中的岩体采用基于 HB 强度准则的应

变软化模型，简单地说，岩体屈服前的峰值强度和屈服后的残余强度都服从 HB 强度准则，任何一个单元屈服以后，其强度参数将视屈服程度在峰值和残余值之间变化，而屈服程度采用塑性应变变量表示。图 4 以应力-应变关系曲线的方式表示了此本构的基本原理和 3DEC 中临界塑性应变的取值方法，取值考虑了网格尺寸的影响。

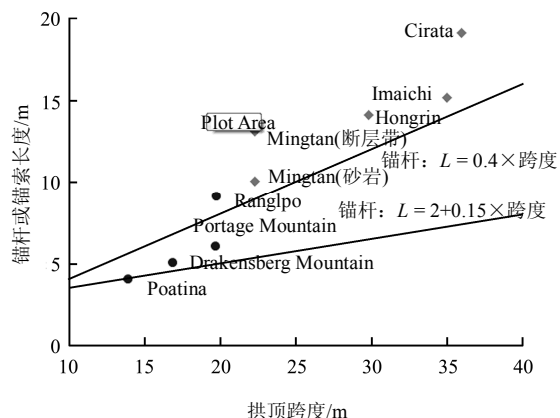


图 3 若干工程锚固类型案例（单位：mm）

Fig.3 Some engineering cases with different anchor parameters(unit: mm)

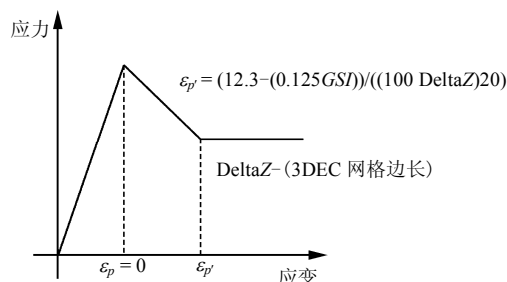


图 4 岩体应变软化本构与临界塑性应变取值

Fig.4 Rock strain softening constitutive and critical plastic strain value

采用应变软化本构的优点是能够体现单元屈服以后强度衰减及其导致的应力变化，更符合现实情形。同时，计算成果分析中屈服区应力变化情况可以反映屈服程度，如计算过程中应力集中区最大主应力往往单调增长，当达到峰值强度（屈服）时，应力水平最高。如果屈服以后岩体强度出现明显衰减，最大主应力值也会出现降低，不再呈单调增长关系，便于从应力结果中获得围岩状态的更多信息。

在取岩石单轴抗压强度 $UCS = 100$ MPa、地质强度指标 $GSI = 70$ 、岩石参数 $m_i = 33$ 的条件下，本次计算岩体 HB 峰值和残余强度参数的取值见表 3。表中， K 、 G 为变形指标，对应于弹性模量为 31.6 GPa、泊松比为 0.23 的情形； m_b 、 s 、 a 为反映岩体

特征的经验参数。

结构面采用基于摩尔-库仑强度准则的理想弹塑性模型,法向刚度系数 K_n 、切向刚度系数 K_s 、峰值强度参数 c 、 φ 工程岩土工程勘察报告的建议值,见表 4。

表 3 岩体变形参数和 HB 强度参数取值
Table 3 Rock deformation parameters and HB strength parameters

K	G	m_b		s		a	
		峰值	残余	峰值	残余	峰值	残余
19.5	12.9	11.3	3.872	0.035 7	0.006 74	0.501 4	0.501 4

表 4 结构面力学参数
Table 4 Mechanical parameters of structure surface

类型	K_n /(GN/m)	K_s /(GN/m)	c /MPa	φ /(°)
地勘建议值	10	6	0.06	30

3.3.2 数值模拟条件与过程

数值模拟采用 3EDEC 数值计算软件,模拟了支护方案的主要参数(预应力锚索、砂浆锚杆和预应力锚杆),其中预应力锚杆的预张拉力为 10 t。计算中采用了分步开挖和分步支护的模拟方式,开挖完成第 1 步、计算达到平衡以后在模型中安装支护,再进行运算达到新的平衡,然后进行第 2 步开挖,以此类推,直到完成,图 5 为开挖和支护完成以后模型中模拟的全部锚索和锚杆。

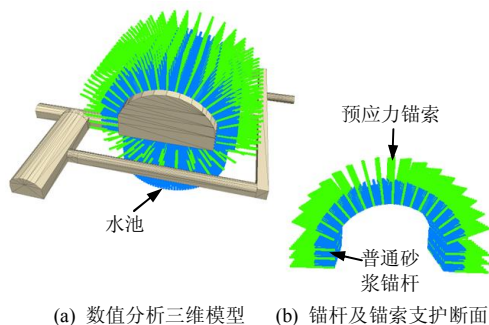


图 5 锚杆及锚索模型

Fig.5 Anchor and anchor-cable's simulation model

3.3.3 支护效果评价

图 6、7 为开挖、支护完成以后实验厅中心横断面上围岩变形分布和块体稳定特征,与同等条件下不支护的上述计算成果相比,支护对维持围岩稳定性的效果得到充分体现。

围岩总体变形量得到有效控制,主要表现为相对较大变形的区域范围和深度都显著降低,且分布特征发生变化。如图 8 所示,在开挖不支护条件下

实验厅下部水池边墙上部变形最大,较大变形的影响深度也较大,达到 14.8 m。在对边墙进行支护、特别是在上部施加 3 排预应力锚索以后,边墙变形得到抑制,边墙上部变形深度显著减低到数米的水平,此时边墙最大变形深度位于中下部工程影响较小的有利部位,且最大影响深度降低到 8.5 m。同时围岩潜在失稳块体数量和范围显著得到有效控制。

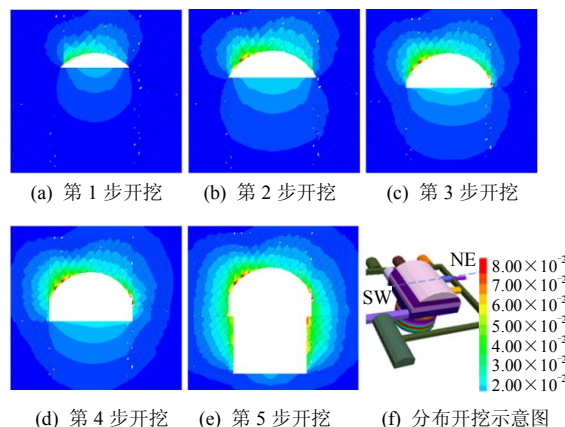


图 6 典型剖面在支护后围岩变形场分布特征(单位: m)
Fig.6 Typical profile deformation field of surrounding rock after supporting(unit: m)

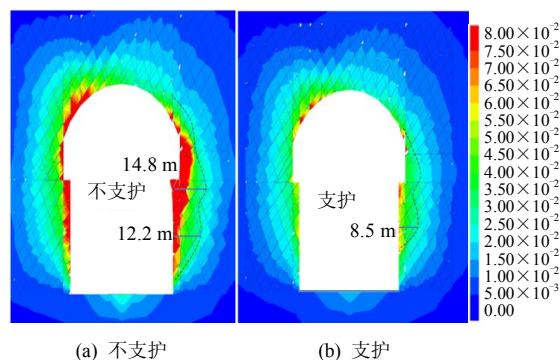


图 7 不支护和支护变形场特征比较(单位: m)
Fig.7 Characteristic comparison between unbraced and support deformation(unit: m)

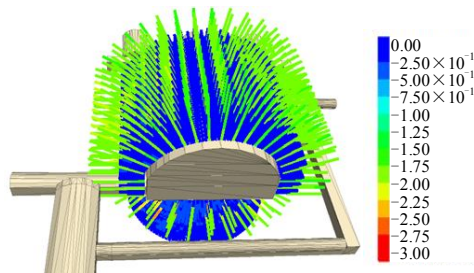


图 8 开挖完成的锚索、锚杆轴力图(单位: MN)
Fig.8 Anchor-cable and anchor axial force diagram after excavation(unit: MN)

模拟系统安装了锚杆和锚索以后计算结果依然

揭示一定数量的块体处于失稳状态, 计算结果的真实含义是, 计算模型中在开挖完成后和支护安装前已经出现部分块体的失稳, 失稳块体的分布与节理在洞室的临空条件有关, 主要位于二者之间不利组合部位, 因此, 在实际施工过程中需要强调这些部位锚固施工的及时性, 避免因为锚固施工滞后而导致的围岩块体失稳破坏。

3.4 综合分析

本文通过理论分析确定了大跨度洞室开挖后塑性区半径为 22.8 m, 锚索长度应大于在 22.8 m, 并将锚固区设置在 20 m 以后区域。根据 Q 系统的经验喷锚支护参数, 大厅拱部钢纤维喷射混凝土厚度应为 50~90 mm, 锚杆间距为 2.5 m, 长 10 m 左右。根据工程类别方法, 实验厅顶拱需要采用系统锚索, 且锚索长度应小于 21 m, 根据数值模拟分析可知 30 m 的锚索对结构支护发挥重要作用。由以上分析可见, 理论分析、经验评估和数值模拟结论一致, 参数相互补充, 三位一体的评估模式可以有效增加地下工程支护参数的合理性, 降低工程设计的风险。

4 支护系统的安全性评价

支护结构的稳定性可以通过锚杆、锚索等支护结构的应力反映, 对支护结构应力的分析, 揭示了支护系统在维持围岩稳定方面的显著作用, 计算结果同时显示这种条件下支护系统处于良好的安全状态。

图 9 为开挖完成后锚索、锚杆轴力分布。图中显示绝大部分锚索单元的轴力水平在 2 000 kN 左右, 即完成锚索支护后期开挖锚索应力增加和松弛程度相对较低。

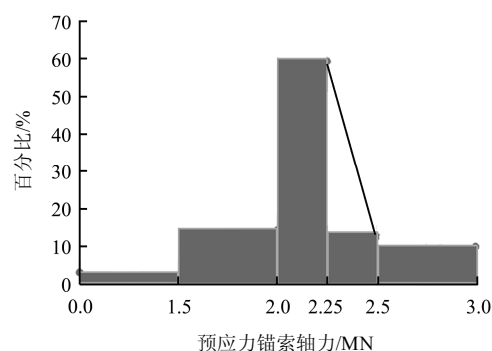


图 9 开挖完成以后锚索轴力分布

Fig. 9 Axial force distribution of anchor-cable after excavation

从图 9 可以看出, 60%锚索单元轴力在 2.00~

2.25 MN 之间, 即开挖导致的锚索应力增长多在 12.5%的水平内, 显示良好的整体安全性。计算结果显示锚索单元最大轴力达到 2.8 MN, 工程中可以考虑适当降低预张拉水平的方式, 确保锚索受力在设计允许范围以内。

砂浆锚杆轴力的计算结果显示, 75%锚杆单元轴力水平在 25 t (310 MPa) 以下, 其中受力很小的单元比例占 38%左右。大约 25%单元轴力超过 25 t, 导致这一结果的原因之一是开挖后、支护前失稳的块体对计算结果的影响, 并非一定指示锚杆安全问题。

统计分析显示了支护系统在维持围岩稳定方面的显著作用。在这种支护系统下支护结构总体上处于安全状态, 局部存在的潜在问题可以通过工程措施加以控制。

5 结 论

(1) 建立塑性应变、经验分析和数值模拟的综合围岩评价系统, 可以形成三位一体的有机体系, 有效地对大跨度支护结构的合理性进行评价。

(2) 对于地质条件完整性较好的硬岩 (II 以上) 地下工程, 利用芬纳 (Fenner) 计算公式进行塑性区计算较为合理。

(3) 支护结构的稳定性可以通过锚杆、锚索等支护结构的应力反映, 支护结构受力的统计分析显示了支护系统在维持围岩稳定方面的显著作用。

参 考 文 献

- [1] 刘宝国, 徐干成. 大跨度高边墙地下洞室分层间隔施工方法[J]. 岩土力学, 2011, 32(9): 2759—2763.
LIU Bao-guo, XU Gan-cheng. Layered interval excavation method for large span and high sidewall underground cavern[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2011, 32(9): 2759—2763.
- [2] 周丰俊, 郑磊, 周丽, 等. 城市大跨度地下空间工程技术研究[J]. 重庆交通大学学报(自然科学版), 2011, 30(增刊 2): 1146—1151.
ZHOU Feng-jun, ZHENG Lei, ZHOU Li, et al. Research on city large-span underground space engineering[J]. *Journal of Chongqing Jiaotong University(Natural Science Edition)*, 2011, 30(Supp.2): 1146—1151.
- [3] 向欣, 王义峰, 孟国涛, 等. 大跨度地下洞室拱顶稳定性及支护措施研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, 31(2): 3643—3649.
XIANG Xin, WANG Yi-feng, MENG Guo-tao, et al. Study of stability and supporting measures of chamber arch crown for large span underground caverns[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2012, 31(2): 3643—3649.