

深埋破碎岩体 TBM 掘进风险评估与应对

刘 宁^{1,2}, 张春生¹, 褚卫江¹, 张传庆³, 吴旭敏¹

(1. 中国电建集团 华东勘测设计研究院有限公司, 浙江 杭州 310014; 2. 浙江省抽水蓄能工程技术研究中心, 浙江 杭州 310014;
3. 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)

摘要: TBM 具有快速掘进的特点, 但在不良地质条件下由于设备和支护能力的限制, 其正常掘进受到影响, 面临卡机甚至停工的风险。锦屏二级水电站引水隧洞一般埋深超过 1 500 m, 地质条件复杂, TBM 在通过白山组破碎大理岩洞段时, 由于围岩破碎、强度较低、自稳能力差, 需要对掘进中的风险进行评估。首先利用现场围岩的开挖响应, 确定破碎岩体的初始力学参数, 之后通过计算对比不同质量岩体的变形和 TBM 正常掘进所需推力大小, 发现在破碎岩体中掘进所需推力已经超过了 TBM 设备自身能够提供的最大推力, 并且围岩变形也很难限制在 TBM 的扩挖能力范围之内, 而围岩在撑靴压力的作用下已经发生破坏, 无法提供足够的推进力保证 TBM 顺利掘进。为此提出了先导洞方案, 计算结果表明利用先导洞能缓解释放的变形量, 避免卡机风险。最后提出了其他支护优化设计和应对策略。研究成果可为类似的工程施工提供参考。

关键词: 隧道工程; 深埋; TBM; 破碎岩体; 风险评估

中图分类号: U 45

文献标识码: A

文章编号: 1000-6915(2015)增 1-3348-08

RISK ASSESSMENT AND RESPONSE OF TBM EXCAVATION IN DEEP BURIED FRACTURED ROCK MASS

LIU Ning^{1,2}, ZHANG Chunsheng¹, CHU Weijiang¹, ZHANG Chuanqing³, WU Xumin¹

(1. HydroChina Huadong Engineering Corporation, Hangzhou, Zhejiang 310014, China; 2. Pumped Storage Engineering center of Zhejiang Province, Hangzhou, Zhejiang 310014, China; 3. State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan, Hubei 430071, China)

Abstract: TBM is known for its quick driving, but the normal driving will be affected under the unfavorable geological condition because of the limitation of equipment and the supporting capacity. TBM faces the risk of lock and even shutdown. The general depth of Jinping II diversion tunnel is more than 1 500 m, and the geological condition is very complex. When TBM driving in unfavorable geological period of Baishan group, due to the low strength of broken surrounding rock, and the poor steady ability, the risk of TBM driving need to be evaluated. First the initial mechanical parameters of rock mass were studied by excavation response of field surrounding rock. Then, comparing the displacement of different quality of rock mass and the thrust needed for TBM driving, it was found that the required thrust in the unfavorable geological condition has exceeded the provide maximum thrust, and that the displacement is also hard to limit in the range of TBM expansion. The surrounding rock has been damaged in gripper compression, and cannot provide enough thrust to ensure TBM driving. The pilot tunnel was proposed, and the calculation results show that the pilot tunnel can relieve deformation to avoid lock. Other support optimization designs and coping strategies were presented. The research results can provide good reference for similar engineerings.

Key words: tunnelling engineering; deep-buried; TBM; fractured rock mass; risk assessment

收稿日期: 2014-06-20; **修回日期:** 2014-07-22

基金项目: 国家自然科学基金项目(51109221, 51079144); 中国水电工程顾问集团公司科技项目(GW-KJ-2013-11)

作者简介: 刘 宁(1981-), 男, 博士, 2003 年毕业于青岛理工大学土木工程专业, 现任高级工程师, 主要从事岩石力学与地下工程方面的研究工作。E-mail: liu_n@ecidi.com

DOI: 10.13722/j.cnki.jrme.2014.0829

1 引 言

经过半个多世纪的发展，TBM 越来越普遍的应用于长隧洞工程施工中。TBM 相对于传统的钻爆法具有高效、快速、优质、安全等优点^[1]，但是缺点也同样很明显：支护能力远落后于掘进能力，对复杂地质条件适应性差，在没有预警的情况下遭遇不良地质条件时所受的影响远大于传统的钻爆法^[2-4]。此情况下，其快速掘进的优势大大抵消，国际范围内的经验教训表明 TBM 事故对工期的延误可达数月甚至数年。由于地质条件的关系，在工程建设过程中 TBM 卡机、死机后将开挖方法变更为传统钻爆法的案例也是屡见不鲜^[5-6]。桃花铺 I 号隧道 TBM 施工过程中，共遭遇坍塌地段 64 处，造成了人力、物力、财力浪费和施工工期的延误^[7]。辽宁大伙房水库输水工程，隧洞全长 85.32 km，在实际开挖过程中出现了不良地质洞段，总长 804 m，开挖过程中出现了大面积的塌方^[8]。伊朗 Alborz 隧洞受地下水及破碎岩体大变形的影响，直接影响到 TBM 的正常掘进(见图 1)^[9]。锦屏二级水电站施工排水洞 SK14+241 ~ SK14+273 段发生强烈岩爆，钢拱架严重扭曲、断裂，导致 TBM 停机处理 5 d(见图 2)。

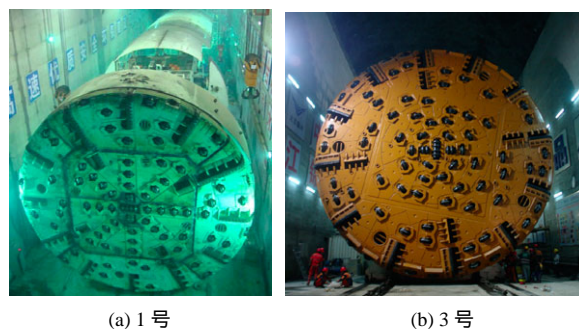


图 1 伊朗 Alborz 隧洞破碎岩体影响 TBM 正常施工^[9]
Fig.1 Alborz service tunnel in iran : TBM tunnelling fractured rockmass^[9]



图 2 锦屏二级水电站施工排水洞岩爆导致钢拱架扭曲
Fig.2 Steel arch distortion by rock burst in Jinping II hydropower station drainage tunnel

锦屏二级水电站位于四川省凉山彝族自治州境内的雅砻江锦屏大河弯处雅砻江干流上，系利用雅砻江锦屏 150 km 长大河弯的天然落差，裁弯取直凿洞引水。电站装机容量为 4 800 MW，单机容量 600 MW，是雅砻江上水头最高、装机规模最大的水电站。引水洞线自景峰桥至大水沟，采用“4 洞 8 机”布置，引水隧洞共 4 条，其中 1 号和 3 号引水隧洞采用 TBM 掘进(见图 3)，开挖洞径 12.4 m，2 号和 4 号引水隧洞采用钻爆法掘进，开挖洞径 12.6 m。洞线平均长度约 16.67 km，上覆岩体一般厚度为 1 500 ~ 2 000 m，最大厚度约为 2 525 m，为超深埋长隧洞特大型地下水工程。



(a) 1 号 (b) 3 号
图 3 锦屏二级水电站 1 号和 3 号 TBM

Fig.3 No.1 and No.3 TBM of Jinping II hydropower station

锦屏二级水电站引水隧洞东端沿线岩体质量主要以 II, III 类大理岩为主^[10]，但在白山组大理岩洞段的施工过程中揭露了一段岩体质量较差、岩石破碎的 IV 类岩体(白山组不良地质洞段)。钻爆法可以通过紧跟掌子面的强支护来保证施工安全和围岩稳定，但 TBM 掘进洞段由于其自身设备和支护能力的限制，在机头段无法进行及时有效的支护，围岩的变形和破坏可能会对 TBM 正常掘进构成威胁。因此需要对岩体破碎的白山组破碎岩体洞段 TBM 掘进中的风险进行评估，判断 TBM 在该洞段掘进时是否存在卡机的风险，并提出对应的应对措施。

2 初始地质条件分析

2.1 地质条件

锦屏二级水电站引水隧洞沿线大理岩岩体质量主要为 II, III 类，相应的研究也主要针对 II, III 类岩体洞段，破碎的 IV 类大理岩并不普遍，特别是桩号 12 km 洞段揭露的夹白色破碎条带的大理岩，主

要为构造、溶蚀作用形成的白色条带状方解石顺层软弱破碎带，其强度很低，手掰即碎，呈粉末状，见图 4。该破碎带对围岩稳定性的控制作用主要体现在以下 3 个方面：其一，软弱夹层自身强度低，造成围岩自稳能力较差；其二，局部出现与该顺层软弱带相切的节理裂隙面形成不稳定块体；其三，掌子面前方围岩应力集中区软弱方解石条带本身破坏和应力松弛区软弱方解石夹层交界面张开诱发结构面错动和滑移，开挖后出现失稳。



图 4 白山组破碎岩体

Fig.4 Fractured rock mass of Baishan group

2.2 岩体力学参数

为了评价 TBM 掘进的风险，了解隧洞开挖后掌子面附近的变形量是否能控制在 TBM 设备能力容许范围内，使 TBM 通过该洞段时不存在卡机的风险，应主要考虑岩体的弹塑性特征，岩体基本力学特性可以根据传统的 Hoek 方法确定，基本假设如下：

(1) 假设岩体具有理想弹塑性特征，计算分析中选择 Hoek-Brown 本构关系时将其设置成理想弹塑性特征，忽略软化效应。

(2) 白山组破碎岩体洞段沿线不同断面上岩体地质特征存在变化，部分夹条带破碎岩体，分析中近似的认为岩体为均质体，通过计算不同的地质强度指标 GSI 取值情况下的变形特征，与已经开挖的 2 号和 4 号洞的监测成果进行对比最终确定相应的 GSI 取值。

表 1 表示了上述 6 种组合条件下隧洞断面最大收敛变形特征， $GSI = 48$ 时开挖的最大变形为 31.2 cm (相应收敛应变为 4.5%)，产生的围岩变形与现场相当，见图 5，6。因此将 $GSI = 48$ 作为 TBM 在遭遇白山组破碎岩体洞段分析时的代表性初始条件。

E. Hoek^[11]提出了如表 2 所示的挤压变形评价标准，表中 $\epsilon =$ 隧洞最大收敛变形/隧洞直径。根据这一评价标准，该隧道的 $\epsilon = 5\%$ ，处于中等至严重挤压变形的边缘，考虑该洞段岩体本身地质条件的复杂性，有可能发生严重挤压变形的情况。

表 1 不同岩体条件变形计算

Table 1 Displacement calculation of different rock mass condition

GSI	最大位移/mm	收敛应变/%
43	646.8	9.4
45	465.9	6.7
48	311.9	4.5
50	177.6	2.6
52	134.3	1.9
55	94.5	1.4

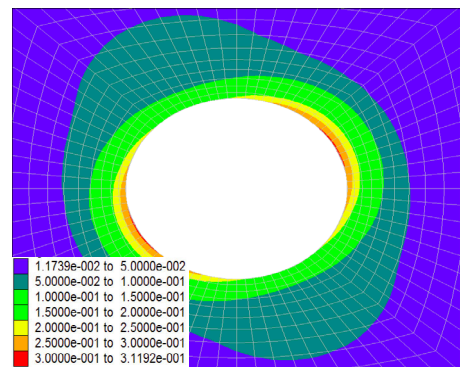


图 5 开挖后位移分布图(单位：m)

Fig.5 Displacement distribution after excavation(unit : m)

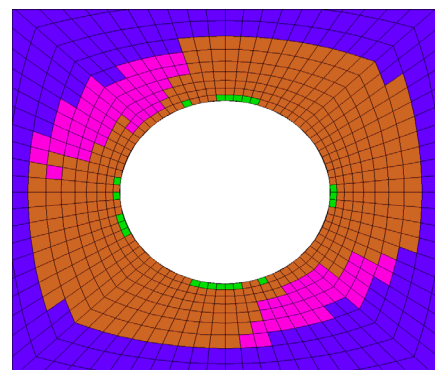


图 6 开挖后塑性区分布图

Fig.6 Plastic zone distribution after excavation

表 2 基于挤压变形程度的隧洞安全评价方法^[11]

Table 2 Tunnel safety evaluation method based on extrusion deformation^[11]

$\epsilon/\%$	主要问题	支护类型
0~1	基本无稳定性问题	开挖条件比较简单，采用锚杆和喷射混凝土支护即可
1.0~2.5	存在围岩稳定性问题，支护类型较少，可采用收敛约束法进行支护设计	轻微挤压问题，一般采用锚杆和喷射混凝土支护，有时可增设轻型钢支撑或格栅拱架增加安全余度
2.5~5.0	围岩稳定性较差，但掌子面稳定性不是主要问题	中等挤压问题，要求快速支护，控制开挖质量，采用重型钢支撑并喷射混凝土

3 TBM 开挖的主要风险揭示

隧洞掘进过程中，在掌子面附近的变形特征如图 7^[11]所示，在掌子面前方 0.5 倍洞径范围围岩开始出现变形，掌子面上围岩的径向变形达到其最终变形量的 1/3，在掌子面后方 1.0~1.5 倍洞径范围围岩变形量达到最大。

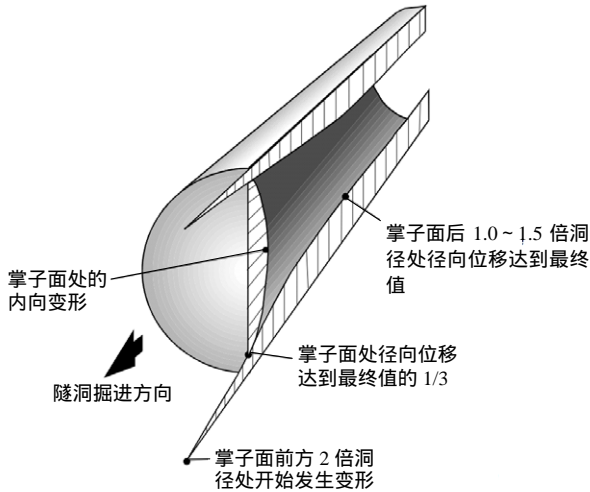


图 7 隧洞掌子面附近的变形特征^[11]

Fig.7 Deformation characteristics of tunnel face^[11]

图 8 为高地应力场条件下破碎围岩洞段围岩变形和 TBM 支护手段情况^[12]，在掌子面后方一定距离内，由于变形相对较小，其支护系统的受力也相应较小，在掌子面后方 1.0 倍洞径外也可以通过有效的支护手段来控制变形的进一步发展。

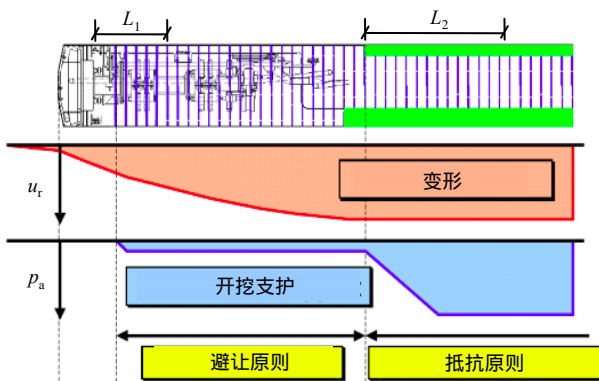


图 8 高应力条件下破碎岩体的主要支护手段^[12]

Fig.8 Support methods of fractured rockmass under high geostress^[12]

锦屏二级水电站 1 号，3 号引水隧洞掘进采用的 TBM，大致可以分为以下几部分：机头段(长约 5 m)、

具备支护手段和能力的 L_1 区、进行二次补充支护的 L_2 区和后备套等^[13]。由于设备本身的限制，在机头段不能及时进行有效的支护。岩体质量较差的破碎围岩洞段，机头段的变形量相对 II，III 类岩体段较大，如图 9 所示。若变形量大于设备表面与开挖面之间的空隙后，必然对 TBM 机头段产生压力，当 TBM 的推进力不能克服围岩变形压力导致的摩擦力时，TBM 可能遭遇卡机的风险。

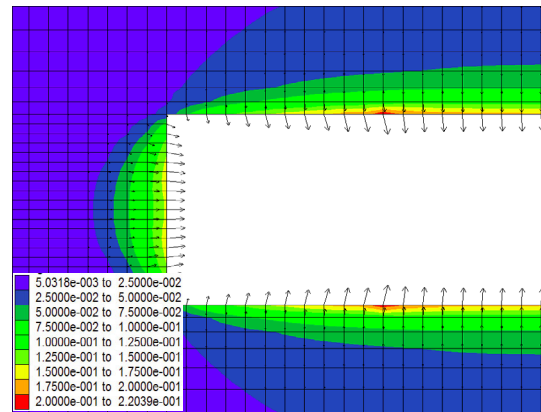


图 9 隧洞开挖后位移剖面图(单位：m)

Fig.9 Section displacement of tunnel after excavation (unit：m)

4 TBM 掘进风险评估

4.1 TBM 技术参数

根据破碎岩体段掌子面附近的围岩变形特征及 TBM 可能存在的风险，对 TBM 在破碎岩体洞段的掘进风险进行预测和评估。表 3 为 3 号引水隧洞 TBM 主机主要技术参数表，隧洞开挖直径为 12.4 m，新装刀具具有 20 mm 的扩挖能力，最大推进力为 39.584 MN，机头段长度为 5 m。以下以 3 号 TBM 为对象，对 TBM 在破碎岩体洞段掘进过程中的风险进行分析评估。

表 3 3 号 TBM 主机主要技术参数表

Table 3 Major technical parameter table of TBM No.3

开挖直径/ mm	最大推进能力/ kN	额定扭矩/ (kN·m)	脱困扭矩/ (kN·m)	撑靴压力/ MPa
12 440	39 584	14 183	22 696	< 45

4.2 掘进风险分析

图 10 为白山组破碎岩体洞段 TBM 掘进风险评估示意图。首先确定围岩开挖后的变形特征曲线，根据其变形特征曲线施加支护力确保围岩变形满足

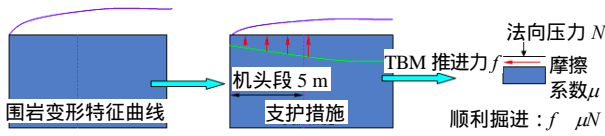


图 10 破碎岩体洞段 TBM 风险评估示意图

Fig.10 Sketch of TBM risk assessment in unfavorable geology

设备正常掘进的要求，即变形小于容许变形。由于机头段不具备支护能力，当围岩变形超出一定量级时，围岩的变形压力将作用在 TBM 机头部分的设备上，TBM 要顺利掘进其推进力必须大于围岩变形压力所导致的摩擦力。

TBM 已开挖洞段主要为 II, III 类围岩，局部洞段由于地下水和结构面的影响而降级为 IV 类岩体。根据施工资料，在 III 类完整岩体洞段 TBM 推进力为 31 MN，而 III 类偏差岩体($GSI = 50$)洞段 TBM 推进力为 23 MN，也即说明岩体质量相对较差洞段 TBM 推力相应要小。

4.3 推力分析

为评价破碎岩体在机头段附近的变形情况，对不同岩体质量围岩的变形特征进行分析，主要对比无支护条件下 $GSI = 48, 50, 55, 60$ 四种情况下掌子面后方的变形情况。为消除边界效应，开挖步设置为一次性开挖 15 m，三维模型见图 11。

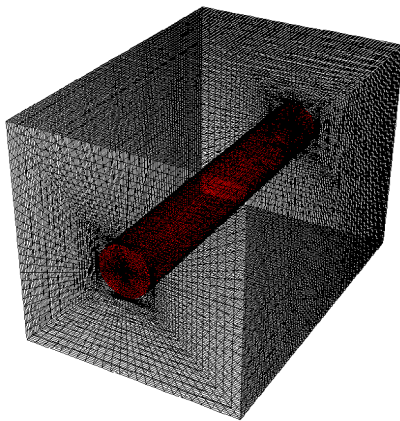


图 11 计算用三维数值模型

Fig.11 Three-dimensional numerical model for calculating

图 12 为无支护条件下 4 种不同 GSI 取值情况下掌子面后方的位移情况， $GSI = 50$ (III 类偏差岩体)时，机头段断面最大位移为 119 mm， $GSI = 48$ (白山组破碎岩体洞段岩体)机头段最大位移为 167.6 mm。根据节 4.2，III 类偏差岩体($GSI = 50$)的推进力为 23 MN，当 $GSI = 48$ 时要使机头部分围岩最大变形控制在 119 mm 左右，即需要在推进力不大于 23 MN 时在机头部分施加一定大小的支护力。

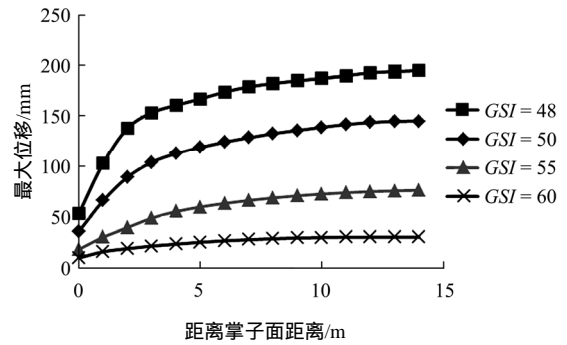


图 12 无支护条件下不同质量岩体变形

Fig.12 Deformation of different quality rock mass without supporting

图 13 为白山组破碎岩体洞段岩体不同支护压力下掌子面后方围岩的变形情况，机头段后方的支护压力根据现场可以实施的支护手段(喷层+挂网+锚杆+拱架)取为 2.0 MPa。不同支护压力条件下机头段后方的围岩变形基本一致，约 90 mm，而机头部分由于支护压力不同其变形量大小不一。支护压力取为 0.25 MPa 时，机头部分的最大变形为 115 mm，与 $GSI = 50$ 无支护压力时的变形相当。假定围岩与设备之间的摩擦因数为 0.35，克服 0.25 MPa 围岩压力所需要的推力为 $F = \mu N = 17$ MN。

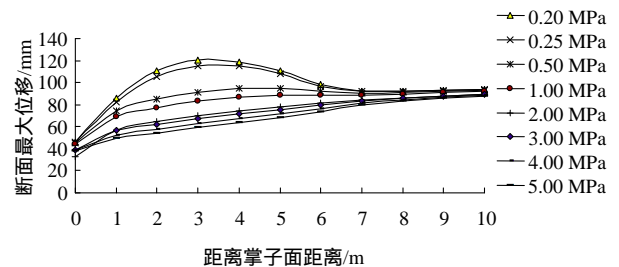


图 13 不同支护压力下掌子面后方围岩变形($GSI = 48$)

Fig.13 The deformation of surrounding rock behind tunnel face with different supporting pressure($GSI = 48$)

根据图 12 的计算成果， $GSI = 50$ 时，机头段断面最大位移为 119 mm，推进力为 23 MN，克服 0.25 MPa 围岩压力所需要的推力为 17 MN，二者之和为 40 MN。而 $GSI = 48$ 条件下为了把变形控制在 119 mm，所需的推进力必然大于 40 MN，已经超过了 TBM 设备本身所能提供的最大推力。

4.4 变形分析

根据 TBM 设备本身的特点(新刀具具有 20 mm 的扩挖能力)，假定机头段与围岩之间的空隙为 20 mm。通过图 12 可以看出，围岩变形控制在 70 mm 时，所需要的支护力为 5 MPa，已经超出了现场能够实

际施加的支护力，但仍然无法将围岩变形控制在 20 mm 以内，TBM 克服围岩变形压力正常掘进所需要的推力也远远超出 TBM 本身能够提供的最大推进力。

4.5 围岩挤压破坏

从现场 II、III 类围岩洞段撑靴部位普遍出现的围岩挤压破坏情况看(见图 14)，破碎岩体能否承受满足 TBM 正常掘进所需要的巨大压力也是需要特别值得关注的问题。撑靴作用在隧洞开挖面上时，该部位的岩体围压近似为 0，相应的岩体的峰值强度约为 3 MPa(见图 15)，远远小于 TBM 正常掘进时的撑靴压力，意味着破碎岩体在一定的撑靴压力下就已经发生破坏，无法提供足够的推进力保证 TBM 顺利掘进。



图 14 撑靴对岩壁的破坏

Fig.14 Rock wall damaged by jack

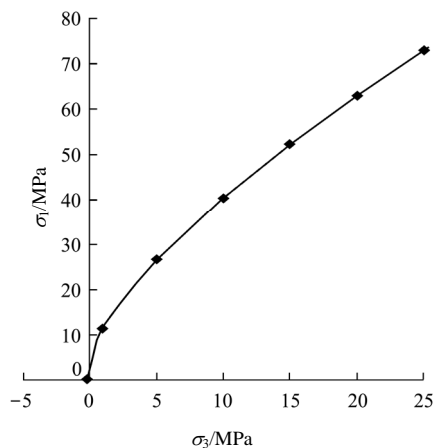


图 15 Hoek-Brown 峰值强度包络线(GSI = 48)

Fig.15 Peak strength envelope of Hoek-Brown(GSI = 48)

5 先导洞开挖方案的合理性分析

根据以上分析，TBM 在白山组破碎岩体洞段将很有可能遭遇卡机的风险，因此建议对于白山组破碎岩体洞段采取更为稳妥的方案进行掘进，以避免 TBM 在该洞段出现卡机风险而给工期和 TBM 设备造成重大影响。

5.1 先导洞开挖方案

由于地质条件的变异性，TBM 有卡机的风险，因此提出采用先导洞的方式(见图 16)，在 TBM 前方对其施加一个拉拽力，以弥补设备本身推力不足的问题，从而保证 TBM 能够在破碎岩体中顺利掘进。其中先导洞采用钻爆法施工，主洞未开挖部分仍采用 TBM 施工。这种方案的优点体现在，在导洞开挖后，可以在导洞顶拱施作永久支护，在两侧边墙施作临时支护结构，支护结构能够在主洞开挖时发挥作用，一定程度上保证围岩的稳定，作用相当于超前支护。

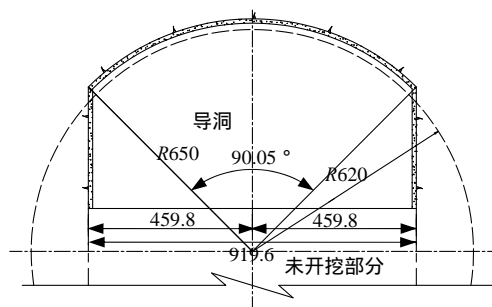


图 16 TBM 施工隧洞破碎岩体段先导洞方案(单位：mm)

Fig.16 Pilot tunnel scheme of TBM driving in fractured rock mass(unit : mm)

5.2 变形量分析

图 17 为先导洞开挖后所得的位移云图。从图中可见，围岩最大变形发生在导洞两侧边墙，约为 21 cm，顶拱的最大变形为 17 cm，导洞开挖具备保持自身安全的基本条件。

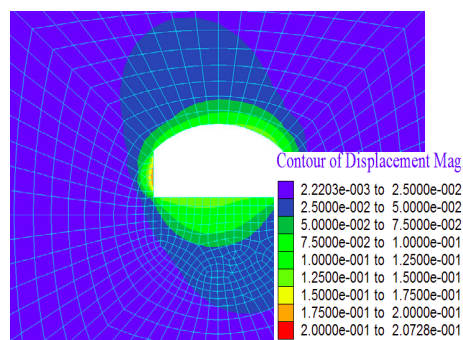


图 17 先导洞开挖后断面位移云图(单位：m)

Fig.17 Contour of displacement after pilot tunnel excavated (unit : m)

图 18 为主洞开挖后围岩的总变形分布图。从图中可见，在主洞 TBM 开挖后，掌子面后 6 m 断面的最大位移出现北侧拱肩和南侧拱脚部位，最大位移达 25 cm。从计算结果看，由于先导洞开挖过程

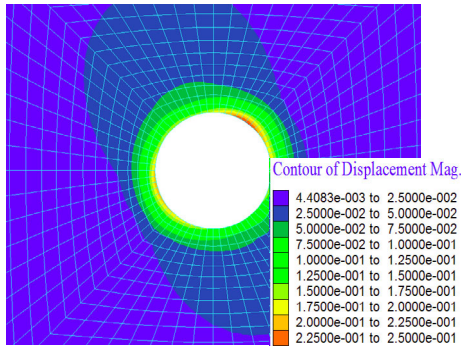


图 18 主洞开挖掌子面后 6 m 断面位移云图(单位 : m)

Fig.18 Contour of displacement after master tunnel excavated (unit : m)

中围岩变形的释放较大,对解除或缓解二次扩挖时的卡机风险具有明显作用。

5.3 塑形区分析

图 19 为导洞开挖后塑性区分布云图,此时顶拱平均塑性区深度约 4.8 m;图 20 为主洞开挖后塑性区分布云图,此时顶拱平均塑性区深度约 5.5 m。主洞开挖后,顶拱塑性区并非急剧扩展,这说明主洞开挖对顶拱稳定性影响不大。如果导洞开挖后,顶拱系统布置 6.0 m 长的锚杆,主洞开挖时,及时在 L_1 区顶拱补齐 9 m 长系统锚杆,并在两侧边墙施作系统锚杆,保证系统支护及时到位,顶拱将不会出

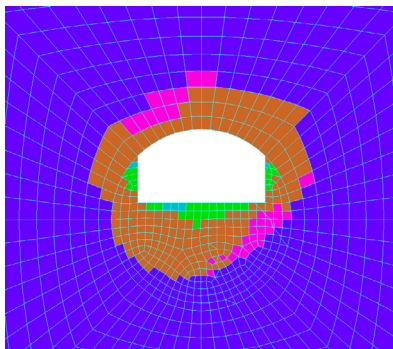


图 19 导洞开挖塑性区分布图

Fig.19 Plastic zone distribution after pilot tunnel excavated

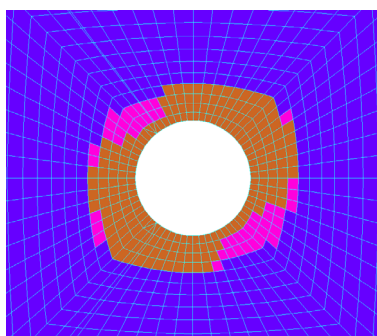


图 20 主洞开挖塑性区分布图

Fig.20 Plastic zone distribution after master tunnel excavated

现大面积塌方。

另外,由图 19 和图 20 也可以看出,主洞开挖后,两侧边墙部位的塑性区扩展较明显,两侧边墙可能在 L_1 区塌方严重,所以建议导洞开挖时,最好能够保证导洞两侧边墙施作的临时锚杆长度达到 6.0 m,这样同时起到控制主洞开挖对顶拱变形及稳定性的影响。

6 TBM 通过破碎岩体洞段的其他应对策略

通过以上风险分析可知,采用导洞方案可以有效缓解 TBM 在破碎岩体洞段掘进时的卡机风险,但当该洞段的问题尚未严重到需要采取先导洞措施的程度时,可以采用以下应对措施:

(1) 通过超前地质预报或根据掘进参数及石渣状态的变化来判断前方岩层的性质、特征、破碎的规模。在引水隧洞的施工过程中,不管是钻爆法还是 TBM,都有大量的案例教训,在不了解前方地质条件的情况下开挖遭遇到了大规模的塌方问题。因此,TBM 在将要到达该洞段前,必须强调做好超前地质预报工作。

(2) 由于处于中等、严重挤压变形的地层中,挤压变形造成 TBM 卡机的可能性是存在的,此时应强调超前支护的重要性,有必要时适当地对前方未开挖地层采用超前加固措施,以控制过大收敛变形的发生。

(4) 由于 TBM 全断面 12.4 m 开挖,临空面非常大,掌子面失稳问题发生的可能性非常大,而一旦掌子面塌方,通过后退刀盘来重新启动它的难度非常大,且掌子面塌方体清渣是非常困难的工作。因此,尽可能不后退刀盘,保持对掌子面的支撑作用,进行超前灌浆固结。如果掌子面已经塌方,刀盘被卡,也应先注浆固结,再进行掘进或弱爆破清渣。

(5) 为了避免支护不及时,护盾上岩体出露即塌的现象发生,需要在更换扩挖刀盘进行扩挖的同时,在 L_1 区进行超前注浆,架设管棚或者施工超前锚杆。保持小进尺缓慢掘进,保证 L_1 区钢拱架及时安装,初喷钢纤维混凝土封闭围岩,施工系统锚杆,复喷混凝土,在 L_1 区形成立体式支护体系。

(6) 据结构面产状确定锚杆与洞壁的角度,以最大限度地加固结构面,但由于 TBM 锚杆钻机仅能按统一的角度施工,对于上述的结构面支护效应

并不理想。在后续跟进的后配套中应该根据围岩稳定情况按设计角度和深度进行锚杆补强，并保证 6 m 的实际支护深度。

(7) 在 L_1 区进行塌方回填和系统支护，保证撑靴着力点，且避免撑靴过后发生大规模的塌方。

(8) 在小进尺掘进，及时支护控制变形和塌方的情况下，掘进方向的控制问题不是该洞段的主要问题。

(9) 为保证过流断面，该洞段在衬砌前需要扩挖，扩挖洞径视围岩变形情况而定。

7 结 论

锦屏二级水电站采用 TBM 施工的 1 号和 3 号引水隧洞在掘进过程中遭遇到白山组破碎岩体段，TBM 掘进洞段由于其自身设备和支护能力的限制，在机头段无法进行及时有效的支护，围岩的变形和破坏可能会对 TBM 正常掘进构成威胁。为此本文评估了掘进风险，并提出了现场可用的应对策略。主要结论如下：

(1) 由于白山组破碎岩体洞段岩体本身性状较差，夹条带状白色破碎岩体，围岩变形问题相对突出，克服围岩变形压力正常掘进所需要的最小推力大于 TBM 实际能够提供的最大推力。

(2) 作用在破碎岩体上的 TBM 撑靴压力，远远超过岩体的峰值强度，岩体质量偏差的洞段尤其是在围岩挤压破坏后无法提供足够的推力，来克服围岩变形所产生的阻力。

(3) 对于白山组破碎岩体洞段，围岩自稳能力较差，TBM 在 L_1 区内对下半洞周基本上无支护能力，开挖后在撑靴前就形成了较深的塌坑，加上作用在岩体上压力的增加，撑靴部位的围岩破坏将非常严重，撑靴前进无着力点。

(4) 为了保证 TBM 安全地通过破碎岩体洞段，提出利用先导洞降低释放的变形量，保证支护的及时性和有效性。计算结果表明，导洞对解除或缓解二次扩挖时的卡机风险具有明显作用。

(5) 当破碎岩体洞段没有必要采用先导洞方案时，提出了具体的应对措施，通过对关键工程问题的把握，采取应对措施以取得良好的工程效果，保证破碎岩体洞段的整体稳定性和 TBM 的安全掘进。

参考文献(References)：

[1] 吴世勇, 王 鸽, 徐劲松, 等. 锦屏二级水电站 TBM 选型及施工

关键技术研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(10): 2 000–2 009. (WU Shiyong, WANG Ge, XU Jinsong, et al. Research on TBM type-selection and key construction technology for Jinping II hydropower station[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, 27(10): 2 000–2 009.(in Chinese))

- [2] 钱七虎, 李朝甫, 傅德明. 全断面掘进机在中国地下工程中的应用现状及前景展望[J]. 建筑机械, 2002, (5): 28–35.(QIAN Qihu, LI Chaofu, FU Deming. Application situation and outlook of TBM in underground project in China[J]. Construction Machinery, 2002, (5): 28–35.(in Chinese))
- [3] 张镜剑. TBM 的应用及其有关问题和展望[J]. 岩石力学与工程学报, 1999, 18(3): 363–367.(ZHANG Jingjian. The application and some problems of TBM and its prospects[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 1999, 18(3): 363–367.(in Chinese))
- [4] 刘冀山, 肖晓春, 杨洪杰, 等. 超长隧洞 TBM 施工关键技术研究[J]. 现代隧道技术, 2005, 42(4): 37–43.(LIU Jishan, XIAO Xiaochun, YANG Hongjie, et al. A study on key construction techniques for tunnel boring machines adopted in super-long tunnels[J]. Modern Tunnelling Technology, 2005, 42(4): 37–43.(in Chinese))
- [5] 苏华友, 张继春, 史丽华. TBM 通过不良地质地段的施工技术[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 25(9): 1 635–1 637.(SU Huayou, ZHANG Jichun, SHI Lihua. Construction technology of TBM excavating through section of unfavorable geological condition[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 25(9): 1 635–1 637.(in Chinese))
- [6] 王梦恕, 李典璜, 张镜剑, 等. 岩石隧道掘进机(TBM)施工及工程实例[M]. 北京: 中国铁道出版社, 2004: 13–78.(WANG Mengshu, LI Dianhuang, ZHANG Jingjian, et al. Tunnelling with rock TBM and related case studies[M]. Beijing: China Railway Publishing House, 2004: 13–78.(in Chinese))
- [7] 杨智国. 围岩坍塌地段 TBM 处理措施研究[J]. 铁道工程学报, 2005, (2): 51–54.(YANG Zhiguo. Research on treatment measures for TBM working in collapsed section of surrounding rock[J]. Journal of railway Engineering Society, 2005, (2): 51–54.(in Chinese))
- [8] 刘大军, 张益忠. TBM 在不良地质洞条件下的施工技术[J]. 探矿工程-岩体钻掘工程, 2008, (10): 60–65.(LIU Dajun, ZHANG Yizhong. Construction technology of TBM in unfavorable geological tunnel section[J]. Exploration Engineering: Rock and Drilling Tunnelling, 2008, (10): 60–65.(in Chinese))
- [9] WENNER D, WANNENMACHER H. Alborz Service tunnel in iran: TBM tunnelling in difficult ground conditions and its solutions[C]// 1st Regional and 8th Iranian Tunneling Conference. Tehran, Iran: [s. n.], 2009: 29–31.
- [10] 中国水电顾问集团华东勘测设计研究院. 锦屏二级电站可行性研究报告[R]. 杭州: 中国水电顾问集团华东勘测设计研究院, 2005. (Feasibility study report on Jinping II Hydropower Station[R]. Hangzhou: HydroChina Huadong Engineering Corporation, 2005.(in Chinese))
- [11] HOEK E. Tunnel support in weak rock[C]// Keynote Address Symposium of Sedimentary Rock Engineering. Taipei: [s. n.], 1998: 1–12.
- [12] AMBERG F. Tunnelling in high overburden with reference to deep tunnels in Switzerland[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2004, 19(4): 308.
- [13] 瑞士安伯格工程咨询公司. 锦屏二级长引水隧洞采用 TBM 施工可行性咨询报告[R]. 瑞士: 安伯格工程咨询公司, 2006.(Amberg Technologis Ltd.. Feasibility consultation report on TBM working for Jinping Cascade-II Hydropower Station with long diversion tunnel[R]. Switzerland: Am Berg Technologies Ltd., 2006. (in Chinese))