

双护盾 TBM 在软弱地层中的掘进模式选择

孙金山¹, 卢文波¹, 苏利军^{1, 2}

(1. 武汉大学 水资源与水电工程科学国家重点实验室, 湖北 武汉 430072; 2. 长江水利委员会 长江勘测规划设计研究院, 湖北 武汉 430010)

摘要: 双护盾岩石掘进机(TBM)采用双护盾模式掘进时, 支撑靴的支撑压力常会造成围岩的破坏进而引发其他事故, 针对青海“引大济湟”工程中双护盾 TBM 在软弱地层中掘进模式的选择问题, 提出模拟双护盾 TBM 掘进过程的三维有限元模型, 分析支撑压力作用下围岩的破坏机制及不同地应力分布情况下支撑压力对软弱围岩的影响。分析结果表明, 支撑压力作用下围岩的破坏形式主要为剪切破坏和拉裂破坏。在浅埋自重应力场下, 当侧向压力系数 $\lambda < 1$ 时, 支撑压力一般会使软弱围岩的塑性区有较大幅度的扩展, 且在隧洞埋深较小时还可能造成大面积拉裂区的出现; 其次, 对支撑压力导致塑性区扩展的围岩临界强度的分析表明: 在自重应力场下应采用单护盾模式或掘进参数降低的双护盾掘进模式掘进。在埋深较大且地应力侧向压力系数 $\lambda \geq 1$ 时, 支撑压力对围岩的影响相对有限, 一般不会导致新塑性区的产生, 但可能造成旧塑性区的进一步破坏, 此时, 可谨慎地采用双护盾模式掘进。

关键词: 岩石力学; 软弱地层; 双护盾 TBM; 掘进模式; 有限元方法

中图分类号: TU 452; O 241

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 6915(2007)增 2 - 3668 - 06

SELECTION OF ADVANCING MODE OF DOUBLE-SHIELDED TBM IN WEAK ROCK MASSES

SUN Jinshan¹, LU Wenbo¹, SU Lijun^{1, 2}

(1. State Key Laboratory of Water Resource and Hydropower Engineering Science, Wuhan University, Wuhan, Hubei 430072, China; 2. Changjiang Institute of Survey Planning Design and Research, Changjiang Water Resources Commission, Wuhan, Hubei 430010, China)

Abstract: To investigate the selection of the advancing mode of the double-shielded tunnel boring machines(TBM) in the weak rock masses of “Datong River-Huangshui River” Water Transfer Project, a three-dimensional finite element model is established to simulate the advancing of the double-shield TBM. The failure mechanisms of the weak rock mass under the gripper pads and the interaction between the weak rock masses and gripper pads are investigated. It shows that the gripper pads pressure will cause the shearing and tension failure of the weak rock mass. When the in-situ stress is mainly caused by the gravity and the lateral pressure with coefficient $\lambda < 1$, the gripper pads pressure will probably cause the failure zone extend and large extent tensile failure zone appear. In addition, the critical strength of the weak rock masses is proposed when the pressure extends the failure zones. Under this condition, the single shield advancing mode and the double-shield advancing mode with lower parameters should be adopted. In the deeper depth with the lateral pressure coefficient $\lambda \geq 1$, the gripper pads pressure will have limited influences on the surrounding rock masses and even can not cause the failure zone extend, but, the failure zone may be damaged further. In this case, the primary double-shield advancing mode should be adopted when the residual strength of the weak rock masses is high.

Key words: rock mechanics; weak strata; double-shielded TBM; advancing mode; finite element method

收稿日期: 2007 - 06 - 14; **修回日期:** 2007 - 07 - 12

基金项目: 国家自然科学基金雅砻江水电开发联合研究基金重点项目(50539100, 50639100); 教育部新世纪优秀人才支持计划资助项目

作者简介: 孙金山(1980 -), 男, 2003年毕业于武汉大学水利水电学院水力发电工程专业, 现为博士研究生, 主要从事地下结构与工程方面的研究工作。E-mail: sun99001@126.com

1 引言

随着国内交通运输和水利水电等工程建设的发展,许多长、大、深埋以及水底隧洞亟待修建,而传统的钻爆法往往难以满足上述隧洞修建的要求。因此,此类隧洞目前多采用全断面岩石掘进机(TBM)进行修建^[1,2]。“引大济湟”工程是青海省内一项跨流域大型调水工程,其中引水隧洞为骨干工程。该引水隧洞海拔 2 995 m,长 24.166 km,最大埋深 1 028 m,平均埋深约 480 m,为高寒区深埋长隧洞。大量地质勘测工作查明,隧洞沿线 II, III 类围岩占 55%, IV, V 类围岩占 45%,软弱地层问题较突出;隧洞将穿越大小断层 20 余条;最大地应力达 30.5 MPa;洞线围岩软硬岩交错,主要有泥岩、砂岩、粉砂岩、花岗片麻岩、花岗闪长岩、石英岩和石英片麻岩等,岩石饱和抗压强度一般为 15~130 MPa^[3]。鉴于该隧洞掘进路线长、工程地质条件复杂性,施工方采用 Wirth TB593E/TS 型双护盾岩石掘进机进行施工,以适应复杂多变施工环境。

双护盾 TBM 在掘进过程中一般采用双护盾模式掘进,即依靠机身两侧的支撑靴向围岩施加的支撑压力提供 TBM 掘进所需的推进力。而在软弱地层中掘进时,由于围岩强度低,支撑靴可能会破坏洞壁围岩并发生打滑,还可能造成塌方、卡盾等事故的发生^[4~8],此时则需采用单护盾模式掘进,通过辅助推进油缸支撑在管片上使 TBM 向前掘进。

采用双护盾掘进模式时,管片安装和掘进一般可同时进行,而采用单护盾模式时则必须在掘进停止的情况下安装管片。对 TB593E/TS 型 TBM 而言,采用双护盾模式时,一个循环(进尺 1.5 m)一般需时 30~35 min,而采用单护盾模式时一个循环则一般需时 40~50 min,可见采用双护盾模式掘进时可节约大量时间,从提高掘进效率方面考虑,应尽可能地采用双护盾模式。其次,采用单护盾模式时辅助推进油缸的推力不均匀时可能造成管片的破损。而在遇到软弱地层时,由于无侧向约束,TBM 主机头部常发生晃动,导致掘进轴线发生较大偏差,给后面的纠偏及管片安装带来极大困难。因此,双护盾 TBM 掘进模式的选择是软弱地层施工中的一项重要内容。目前,国内对 TBM 施工技术的研究仍处于起步阶段,国外对双护盾 TBM 掘进模式选择的研究也鲜见报道。因此,本文针对“引大济湟”引水隧洞工程中遇到的大规模软弱地层问题,建立了

模拟 TBM 掘进过程的三维有限元模型,对 TBM 支撑系统与围岩的相互作用进行了研究,分析了 TBM 支撑压力作用下围岩的破坏机制以及不同工况下围岩抵抗支撑压力破坏的能力,对不同工况下 TBM 掘进模式及掘进参数的选择进行了探讨。

2 Wirth TB593E/TS 型双护盾 TBM 主机及支撑系统参数

TB593E/TS 型双护盾 TBM 主机长约 12.5 m,开挖断面直径为 ϕ 5.93 m,其支撑靴前缘距离刀盘约 6.2 m。掘进机的支撑系统主要由支撑盾内的支撑靴和辅助推进油缸等组成,支撑靴布置的形状使得支撑压力和掘进机的自重分别作用到隧洞的两侧和底部,在三个点上将 TBM 固定在隧洞内。支撑靴尺寸宽大,以减小对围岩的压力,并可根据地质情况的变化调整压力大小。TBM 单个支撑靴宽度为 1.7 m,成半径为 2.965 m 的 50°圆弧状,有效支撑面积约 4.66 m²,提供的最大有效支撑力为 45 000 kN。双护盾模式掘进时,TBM 主推进系统的推力一般约为 11 250 kN,考虑摩擦因数为 0.3,需提供支撑力为 37 500 kN,对地压力为 4 MPa 左右;当遇到软弱地层时需采用较低的掘进参数,此时 TBM 的主推进系统的推力一般降低为 5 850 kN 左右,需提供支撑力约为 9 500 kN,对地压力为 2.1 MPa 左右;当围岩强度进一步降低时则可能需要采用单护盾模式掘进,此时刀盘的推力则由 19 个辅助推进油缸支撑在管片上提供。

3 掘进模式选择的三维有限元分析

3.1 有限元计算模型

TBM 掘进时,刀盘上的滚刀紧压在岩石表面使刀刃下的岩石破碎,形成岩渣。TBM 滚刀的破岩机理目前主要有 3 种解释:其一,由楔块作用而造成的剪切破坏;其二,径向张拉裂缝的扩展而造成的破坏;其三,上述剪切和张拉破坏的综合作用^[9]。破岩过程中,滚刀与岩石的接触面积很小而且与掌子面法向接触,因此,掌子面及洞壁围岩的损伤相对于开挖半径而言是有限的,Q. M. Gong 等^[10]的研究成果也表明 TBM 滚刀的损伤深度为 1~3 倍滚刀间距(为 10~30 cm)。因此,在有限元模型中可忽略滚刀造成的围岩损伤和松动。此外,刀盘与围岩相互作用十分复杂,且对围岩的稳定性分析基本无影

响，因此，假定 TBM 刀盘推力均匀分布在掌子面上。

Wirth TB593E 型 TBM 外壳直径为 $\phi 5.87\text{ m}$ ，开挖直径 $\phi 5.93\text{ m}$ ，TBM 护盾与隧洞顶拱正中的间隙约为 6 cm 。根据隧洞的对称性，有限元模型取整个模型的 $1/2$ 。模型的尺寸： $50\text{ m} \times 30\text{ m} \times 50\text{ m}$ ，掘进进尺为 35 m 。模型采用十五节点三棱柱单元，共划分 $3\ 325$ 个单元。整个模型主要由 4 部分组成，即支撑靴、TBM 主机、钢筋混凝土管片衬砌和围岩，如图 1 所示。

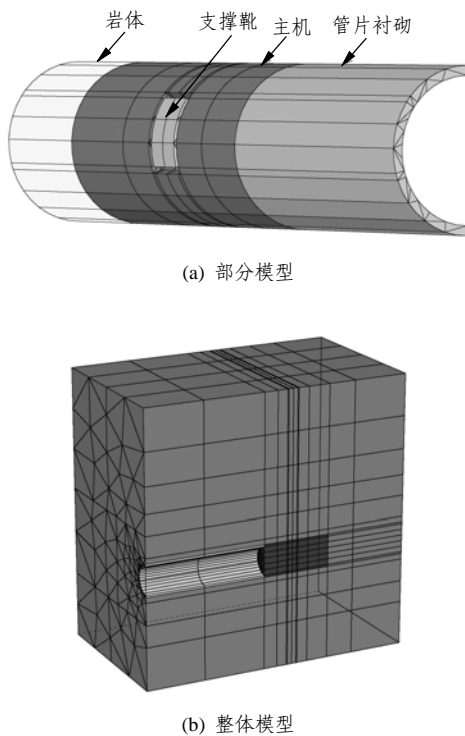


图 1 有限元模型

Fig.1 Finite element model

由于 TBM 支撑靴由优质钢材构成，其弹性模量较大，而软弱岩体的弹性模量一般为几兆帕。支撑靴向洞壁施加支撑压力时，支撑靴与岩石壁面间的相互作用应视为刚性体侵入弹塑性体的接触问题。因此，不能简单的认为支撑压力法向均布在洞壁上，而必须考虑支撑靴与洞壁之间的变形协调。所以，在有限元模型中引入了无厚度的十六节点 Interface 界面单元以模拟支撑靴及 TBM 护盾与围岩间的接触。通过改变施工模拟过程中 Interface 单元的材料属性可模拟不同施工阶段的接触关系。当围岩未开挖时，单元材料为弹性，而接触节点间自由度完全耦合；当围岩开挖后断面空间被 TBM 主

机占据时 Interface 单元材料为完全塑性，允许发生相对滑动，并设定相应的滑动摩擦角，模拟 TBM 掘进过程中与围岩的摩擦。为简化计算，假定支撑力均匀分布，管片衬砌采用整体式模型，未考虑管片接头效应。

对 TBM 掘进过程进行模拟时，首先计算初始地应力下的地层的应力和变形情况，再杀死部分隧洞单元并释放洞壁上的节点力以模拟开挖施工，然后再激活 TBM 主机单元，在 TBM 支撑靴上施加荷载，使其对洞壁进行挤压，并在支撑靴处的主机横截面上施加与掘进方向相同的荷载，模拟 TBM 主推进系统提供的总推进力。支撑靴简化形状及位置见图 2。

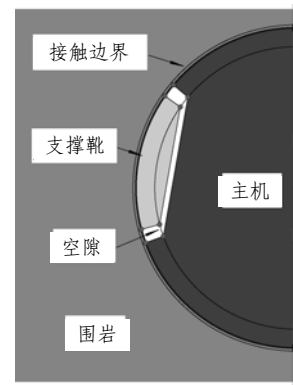


图 2 支撑靴简化形状及位置

Fig.2 Shape and position of gripper pad

支撑靴上的荷载主要由 2 部分组成，一部分是使其产生对地压力的荷载，通过在支撑靴的内表面施加相应的均布法向压力来实现；另一部分为主推进液压系统对其施加的与掘进方向相反的荷载，该荷载通过在支撑靴前缘施加均布法向压力来实现。支撑靴荷载如图 3 所示。为防止主机模型对支撑靴荷载和位移的干扰，在支撑靴四周留有 10 cm 空隙，如图 2 所示。开挖完成后，激活管片衬砌单元。考虑到豆粒石回填和灌浆的滞后性和强度增长的时间性，仅激活 TBM 盾尾第 5 环以后的管片衬砌。

有限元模型中围岩采用理想弹塑性材料模型，服从莫尔 - 库仑屈服准则和极限拉应力准则：

$$\left. \begin{aligned} \tau &= \sigma \tan \varphi + c \\ \sigma_T &= \sigma_{T_{\max}} \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

式中： τ 为岩体中的剪应力， σ 为正应力， φ 为内摩擦角， c 为黏聚力， σ_T 为拉应力， $\sigma_{T_{\max}}$ 为岩体抗

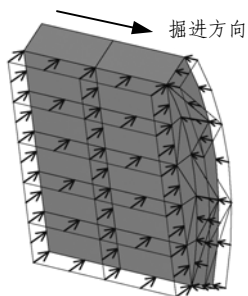


图 3 支撑靴上施加的荷载

Fig.3 Loads acting on the gripper pads

拉强度。

计算过程中, 围岩弹性模量根据岩性不同取 1~9 GPa, 泊松比取 0.3, 密度为 2 500~2 700 kg/m³, 埋深 H 为 50~800 m。TBM 主机自重为 29 000 kN。支撑靴和主机采用线弹性材料, 弹性模量为 200 GPa, 泊松比取 0.3。支撑靴对地压力 P 分别取 4.0 和 2.1 MPa, 单个支撑靴上相应的反推力分别为 5 625 和 2 925 kN, 不考虑支撑靴的自重以防止其在重力作用下滑落。Interface 界面单元滑动摩擦角为 17°。管片衬砌采用线弹性材料, 弹性模量为 32.5 GPa, 泊松比为 0.2, 密度为 2 500 kg/m³。

3.2 围岩抵抗支撑压力能力的计算与掘进模式选择分析

地应力分布规律的差异会导致隧洞围岩的应力场及塑性区分布的差异, 从而使支撑靴对围岩产生明显不同的影响, 因此, 分别对不同埋深和地应力分布情况下的支撑靴对围岩的影响进行了分析。

(1) 自重应力场下分析结果

经实测, 该隧洞第 7, 30 段地应力以自重应力为主。计算结果表明, 围岩在支撑压力作用下将沿支撑靴边缘发生局部剪切变形, 由于支撑靴受到与掘进方向相反的反推力作用, 其前缘处围岩受到一定程度的拉伸, 而后缘处则受到挤压。在支撑靴下面的大部分岩体则受挤压变形, 且支撑靴的侵入深度一般在毫米量级, 主要受围岩弹性模量的影响。支撑压力作用下围岩的位移计算结果如图 4 所示。

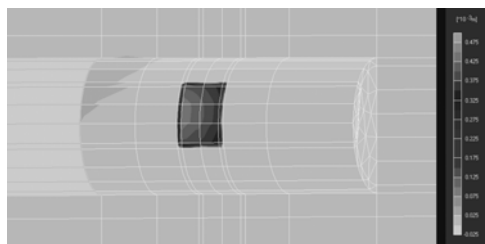
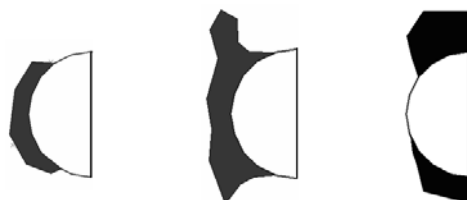


图 4 支撑靴施加后围岩位移变化图(单位: m)

Fig.4 Displacement of the rock mass under the gripper pads(unit: m)

当岩体较软弱时, 开挖后的隧洞围岩中往往出现一定范围的塑性区。图 5(a)为支撑靴中轴线部位隧洞横断面上的剪切塑性区分布图; 图 5(b)为施加支撑压力后岩体的剪切塑性区, 塑性区将沿支撑靴的上下两端成角状向深部延伸, 而其他部位的塑性区变化不大; 其次, 埋深较小时隧洞底拱和顶拱部位可能出现成冠状分布的拉裂区, 如图 5(c)所示, 但随着地应力水平的提高, 其范围将缩小。

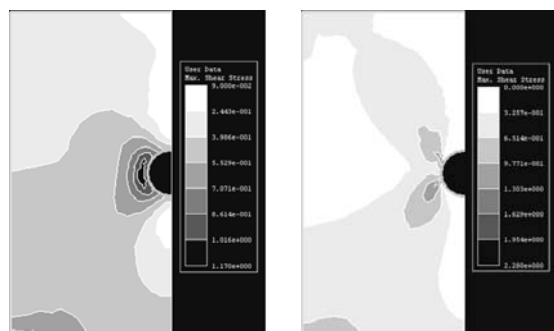


(a) 支撑力施加前的剪切塑性区 (b) 支撑力施加后的剪切塑性区 (c) 支撑力施加后出现的拉裂区

图 5 支撑压力 4 MPa, 埋深 80 m 时围岩塑性区变化

Fig.5 Changes of the plastic zone of surrounding rock masses ($P = 4 \text{ MPa}$, $H = 80 \text{ m}$)

主应力计算结果显示, 支撑靴下部围岩的第 1, 3 主应力有所增大; 而在顶拱和底拱部位第 1, 3 主应力却都有所降低, 且 $\sigma_1 - \sigma_3$ 值也有所降低, 说明主应力的变化是有利的。围岩中最大剪应力在支撑压力施加前后发生显著变化, 如图 6 所示。支撑压力施加后, 支撑靴的上下两端处的剪切应力最大, 其次是前后两端, 其分布形态与塑性区分布情况相近, 可见塑性区的扩大主要是由于围岩中最大剪应力的变化造成的。



(a) 支撑力施加前 (b) 支撑力施加后

图 6 支撑压力 4 MPa, 埋深 80 m 段围岩最大剪应力变化 (单位: MPa)

Fig.6 Changes of the maximum shear stress of surrounding rock masses($P = 4 \text{ MPa}$, $H = 80 \text{ m}$; unit: MPa)

针对“引大济淶”工程中的 TBM 掘进参数和地质条件, 分别计算了 TBM 在采用双护盾一般掘进参数和弱化掘进参数时, 支撑压力导致塑性区扩

展时的围岩临界强度，即如围岩强度低于该临界水平，支撑压力会导致塑性区的扩大，此时应视实际情况降低掘进参数。

岩体强度同时受其内摩擦角 φ 和黏聚力 c 的影响，因此，采用莫尔-库仑准则中的岩体抗压强度 σ_m 表示围岩的临界强度：

$$\sigma_m = \frac{2c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (2)$$

计算结果表明(如图7所示)，随着隧洞埋深 H 的增大，围岩临界强度与支撑压力比值 σ_m/P 呈线性增长，这说明侧压力系数 $\lambda < 1$ 时，随着埋深的增大，支撑压力更易造成围岩的进一步破坏；但从围岩塑性区范围来看，随着埋深的增大由支撑压力造成的塑性区的扩大范围却越来越小。

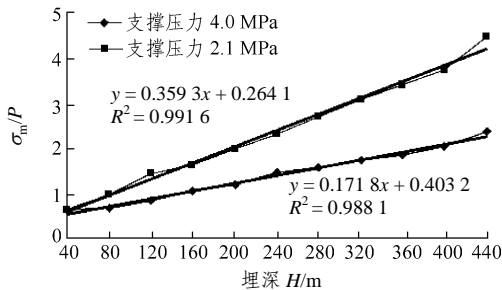


图7 支撑力不会造成塑性区扩大时围岩最低强度

Fig.7 Critical strength when the gripper pads make the plastic zone extend

以上两点说明，随着埋深的增大，软弱围岩的自稳问题将更加突出，仅当围岩的残余强度较高时才能避免支撑压力的不利影响，但由于支撑压力与地应力水平相比越来越小，其对深部围岩的影响也相应的逐渐降低。其次，支撑压力本身的大小对临界强度随埋深的变化趋势也有影响，如图7所示，支撑压力相对较小时，围岩临界强度随埋深增大而提高的趋势更为显著。其原因是由于随着埋深增大围岩中塑性区范围也相应扩大，而支撑压力由作用在完整围岩上变为作用在具有残余强度的屈服围岩上，不同支撑压力下的围岩临界强度趋于相同，而对较小支撑压力 P 而言 σ_m/P 则相对较大。

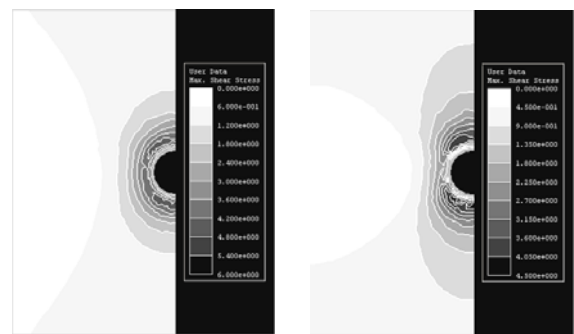
另外，计算结果还表明，当支撑压力为2.1 MPa，埋深大于250 m时，或支撑压力为4 MPa，埋深大于350 m时，围岩中将无拉应力区产生。

(2) 构造应力场下分析结果

实测表明，该隧洞埋深大于130 m的地层中存在构造应力场，水平向地应力为最大主应力，埋深130~600 m隧洞段最大水平地应力为6~20 MPa，

埋深1000 m时最大水平地应力达到30 MPa。隧洞走向与最大水平地应力方向夹角 $28.97^\circ \sim 32.30^\circ$ ，围岩侧压力系数一般为1.0~1.4。

计算结果显示，围岩在支撑压力作用下变形特征与自重应力场下基本相同。但施加支撑压力后，支撑靴下部围岩中的第1主应力减小，第3主应力增大；顶拱和底拱部位主应力变化也有类似特征，但变化幅度较小；围岩中的最大剪应力在顶拱和底拱部位略有增大的趋势，如图8所示。其次，在相同的支撑压力作用下，随着埋深的增大，支撑靴造成的主应力和最大剪应力的变化对围岩塑性区的影响越来越小，主要是因为构造应力场下地应力水平较高而支撑压力相对较小。

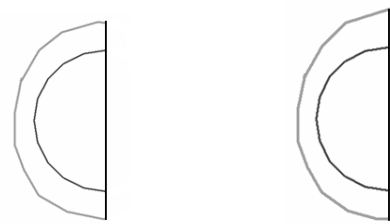


(a) 支撑力施加前 (b) 支撑力施加后

图8 支撑压力4 MPa，埋深280 m段围岩最大剪应力变化(单位：MPa)

Fig.8 Changes of the maximum shear stress of surrounding rock masses($P = 4 \text{ MPa}$, $H = 280 \text{ m}$; unit: MPa)

当岩体比较软弱时，隧洞成型后围岩中出现塑性区，而由于侧压力系数为1.0~1.4，塑性区大致成圆形或椭圆形分布，如图9所示。计算结果表明，埋深大于130 m且支撑压力施加前围岩中有塑性区时，支撑力施加后塑性区在顶拱和底拱处可能略有扩大但不明显或者根本无变化；而当支撑压力施加前围岩中无塑性区时，则围岩的强度相对较高，支撑压力施加后围岩中一般也无新塑性区产生。因此，



(a) 支撑力施加前 (b) 支撑力施加后

图9 支撑压力4 MPa，埋深280 m时塑性区变化

Fig.9 Changes of the failure zone of surrounding rock masses ($P = 4 \text{ MPa}$, $H = 280 \text{ m}$)

构造应力场下, 能否采用双护盾模式掘进基本上取决于围岩的自稳能力。并且 TBM 掘进与支护的间隔时间较短(一般为几个小时), 所以对围岩稳定站立时间的要求也较为宽松, 因此即便对于 IV, V 类围岩而言, 只要围岩不过度破碎或发生大变形, 可谨慎地采用双护盾模式掘进。

4 结 论

结合青海“引大济湟”工程引水隧洞的 TBM 掘进施工, 对双护盾 TBM 在软弱地层中掘进模式的选择进行了探讨, 建立模拟 TBM 掘进过程的三维有限元模型, 分析 TBM 支撑靴对软弱围岩的影响:

(1) TBM 支撑靴与隧洞壁面间的相互作用应视为刚性体侵入弹塑性体的问题。支撑靴作用于洞壁上时, 支撑靴边缘处的围岩将发生较大的剪切变形, 且支撑靴上下两端处的剪切应力最大, 其次是前后两端。由于受到 TBM 掘进推力的反作用力影响, 支撑靴前缘处围岩受到一定程度的拉伸, 而后缘处则受到挤压。分析结果表明, 支撑靴对围岩的破坏主要以剪切和拉裂破坏为主。

(2) 在埋深较小, 地应力以自重应力为主, 侧压力系数 $\lambda < 1$ 时, TBM 支撑压力对围岩中最大剪应力的影响较大, 一般会导致软弱围岩的塑性区较大程度上的扩展, 在埋深较小时还可能造成大面积拉裂区的出现。计算结果表明, 随着埋深的增大, 软弱围岩的自稳问题将更加突出, 仅当围岩的残余强度较高时才能避免支撑压力的不利影响, 且由于支撑压力与地应力水平相比越来越小, 其对深部围岩的影响也将越来越小。自重应力场下支撑压力对软弱围岩的影响是不利的, 此时 TBM 掘进过程中应严格控制掘进参数, 必要时采用单护盾模式掘进, 避免支撑压力导致的围岩大面积破坏, 防止塌方和卡盾等事故的发生。

(3) 在构造应力场下, 当侧压力系数 $\lambda \geq 1$ 时, 随着埋深增大, 支撑压力对围岩影响将越来越小。支撑压力施加在洞壁围岩上后支撑靴部位的主应力变化有利于围岩稳定, 并且由于支撑压力与地应力水平相比越来越小, 支撑靴对围岩塑性区的影响也更加微弱。因此, 双护盾 TBM 通过自稳性较好的软弱地层时, 可谨慎地采用双护盾模式, 加快施工进度。

参考文献(References):

- [1] QIAN Q H. Present situation and future prospect of application of tunneling machine to Chinese underground engineering construction[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2003, 22(12): 2 071 - 2 080.
- [2] MASSOUD P. Empirical design of underground openings in rock[Ph. D. Thesis][D]. Canada: University of Waterloo, 2001.
- [3] 胡 兰, 杜泽快, 潘 江, 等. 青海省引大济湟调水总干渠工程初步设计报告[R]. 武汉: 长江水利委员会长江勘测规划设计研究院, 2005.(HU Lan, DU Zekuai, PAN Jiang, et al. Preliminary design report of the main canal of Datong River-Huangshui River Water Transfer Project in Qinghai Province[R]. Wuhan: Changjiang Institute of Survey Planning Design and Research, Changjiang Water Resources Commission, 2005.(in Chinese))
- [4] 尚彦军, 史永跃, 曾庆利, 等. 昆明上公山隧洞复杂地质条件下 TBM 卡机及护盾变形问题分析和对策[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(21): 3 858 - 3 863.(SHANG Yanjun, SHI Yongyue, ZENG Qingli, et al. TBM jamming and deformation in complicated geological conditions and engineering measures[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(21): 3 858 - 3 863.(in Chinese))
- [5] 张照煌, 叶定海, 孙梦莉. 全断面岩石掘进机在困难地层中的施工技术[J]. 施工技术, 2005, (5): 57 - 59.(ZHANG Zhaohuang, YE Dinghai, SUN Mengli. Full face rock tunnel boring machine(TBM) work in tough layer[J]. Construction Technology, 2005, (5): 57 - 59.(in Chinese))
- [6] BENARDOS A G, KALIAMPAKOS D C. A methodology for assessing geotechnical hazards for TBM tunneling—illustrated by the Athens Metro, Greece[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2004, 41(6): 987 - 999.
- [7] 王占生, 王梦恕. TBM 在不良地质地段的安全通过技术[J]. 中国安全科学学报, 2002, 12(4): 55 - 59.(WANG Zhansheng, WANG Mengshu. Safe driving technology for TBM across poor geologic zones[J]. China safety Science Journal, 2002, 12(4): 55 - 59.(in Chinese))
- [8] DALGIC S. Tunneling in fault zones Tuzla tunnel, Turkey[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2003, 18(5): 453 - 465.
- [9] 张照煌. 全断面岩石掘进机及其刀具破岩理论[M]. 北京: 中国铁道出版社, 2003.(ZHANG Zhaohuang. Full face rock tunnel boring machine and rock-breaking theory of cutter[M]. Beijing: China Railway Publishing House, 2003.(in Chinese))
- [10] GONG Q M, JIAO Y Y, ZHAO J. Numerical modeling of the effects of joint spacing on rock fragmentation by TBM cutters[J]. Tunneling and Underground Space Technology, 2005, 20(2): 183 - 191.