

浅议砂卵石地层土压平衡盾构土舱压力与地表沉降控制

张虹

兰州市轨道交通有限公司

摘要：土压平衡盾构机在砂卵石地层掘进时易出现刀具磨损、刀盘卡死等常见故障，在掘进过程中由于砂卵石颗粒流塑性差，土压平衡不宜控制，导致开挖面不稳定，易产生坍塌和滞后沉降等控制难点。针对盾构在砂卵石地层条件下掘进的特点，根据已有的相关施工经验，合理的控制掘进参数，优化渣土改良是可以有效避免以上问题的出现。

关键词：盾构；土压平衡；掘进参数

一、盾构掘进参数控制

盾构施工的关键是掘进参数的合理选择。施工时，根据地质情况和施工条件，严格控制和灵活调整盾构掘进参数，主要包括土仓压力、掘进速度和推力、注浆压力和流量、出渣量、刀盘转速和扭矩等。

盾构机主要技术参数如下：

刀盘直径：6440mm，刀盘开口率为33%；螺旋输送机直径920mm；最大总推力约为42575kN，并有安全余量；推进油缸回路设计最大推进速度为80mm/min；刀盘的额定扭矩为5787KNm；刀盘的脱困扭矩为7345KNm；推进千斤顶控制方式：分区控制（4区：上、下、左、右）；主轴设计使用寿命10,000小时。

面板式刀盘对大粒径卵石破碎能力较强。但其缺点也很明显，一是需要装备比辐条式更大的刀盘扭矩，二是难以建立足够的土舱压力以满足保压掘进，三是刀具和面板的磨损严重。

大量盾构隧道工程实践表明，盾构机装备的刀盘额定扭矩与盾构直径的相关性极大，二者之间存在关系式： $M = \alpha \times D^3$

其中：M为刀盘装备的额定扭矩；D为刀盘外径； α 为扭矩系数。

盾构在砂卵石地层中掘进，其扭矩系数取值应不小于23；对于面板式刀盘盾构，其扭矩系数取值宜达25。若扭矩系数取23，则刀盘装备的额定扭矩为6188.97kN·m；若考虑到刀盘为面板式，扭矩系数取25，则刀盘装备的额定扭矩应为6727.14kN·m。

土仓压力通过采取设定掘进速度、调整排土量的方法建立，并以维持切削土量与排土量的平衡为基准。在盾构掘进速度一定的情况下，主要通过调整螺旋输送机的转速来调整出土量，以维持土仓压力的相对平衡。通过土西区间近800米的掘进总结，盾构隧道覆土厚度12.2m~21.5m，掘进时土仓上方压力保持在0.9~1bar左右为宜。

同步注浆时要求在地层中的浆液压力大于该点的静止水压

及土压力之和，做到尽量填补同时又不产生劈裂。注浆压力过大，管片周围土层将会被浆液扰动而造成后期地层沉降及隧道本身的沉降，并易造成跑浆；而注浆压力过小，浆液填充速度过慢，填充不充足，会使地表变形增大，通常同步注浆压力一般为1.1~1.2倍的静止土压力，即0.2~0.35Mpa。浆液注浆率按1.5~2.5倍的理论注浆量计算，每环同步注浆量按6~7m³进行控制。

出渣量的控制，盾构在砂卵石地层掘进时，出渣超量会造成地面沉降超限，因此，必须将出渣量作为各项掘进参数的重点加以严格控制。螺旋输送机出土以保证土压值的稳定为前提，不能过大波动，掘进时采取渣土改良措施增加渣土的流动性和止水性，密切观察螺旋输送机的堵塞和出土情况，以及时调整添加剂的掺量。螺旋输送机转速一般控制在7~10r/min为宜，每环出土量控制在39m³左右为宜。

二、盾构掘进后的沉降控制

刀盘切削土体时，掌子面附近土体受其扰动，在刀盘的前方、上方易形成松散带，从而引起地层损失。这些地层损失随着时间推移逐渐扩散到地表，并通过地面沉降、塌陷进行释放。

控制措施

1. 掘进前控制。①掘进前做好地面原始高程测量和记录；②对即将通过地段进行全面仔细地地质分析，判断地层实际层状和土质结构，设定掘进参数值，确定掘进控制重难点；③根据前期分析，在进入困难地段、松散地层前，提前调整好盾构掘进状态。

2. 掘进中控制。①采用土压平衡模式掘进，保证出渣均匀连续；②进行渣土改良，调整好渣土流态，减少刀盘对地层的过多扰动；③避免强行纠偏，防止超挖而使地层损失增大；④严格控制出渣量，并加大同步注浆量，并选点及时进行洞内二次补充注浆；⑤做好各类监测、测量工作，实时掌握地层变形动态。

3. 掘进后控制。对盾构通过后的地段进行及时、全面分析，包括掘进原始资料和地面监测资料等。重点分析的参数有：①松散系数、渣土构成、出渣方量和渣土称重。根据地质图分析掘进段渣土松散系数，同时参考实际渣土性状，判断理论出渣量及超挖情况；②掘进注浆速度、注浆量。根据实际注入的同步浆液、二次浆液情况判断地层松散情况，并且折算出同步注浆、二次注浆补损情况，评估地层损失量；③地面监测资料。根据地面沉降观测资料，制作沉降速率图，并根据沉降情况判断该段掘进后地

砂卵石地层物理力学参数取值

土层编号	土层名称	土层厚度 (m)	重度 (N/m ³)	粘聚力c (Kpa)	内摩擦角 (°)	泊松比	变形模量 (Mpa)
2-10	卵石层	14.7	23.0	0.0	35	0.25	45.0
3-11	砂卵石层	地勘钻孔未穿透该层	250	15.0	43	0.23	50.0

松散系数

测试深度	土坑体积 /cm ³	容器体积 /cm ³	松散系数	平均值
15m	15200.00	19200.00	1.26	1.23
	16000.00	19200.00	1.20	
	15600.00	19200.00	1.23	

全土柱方法与塌落拱理论计算所得土压力

计算依据理论	隧道埋深 (m)	计算位置	按全土柱计算上覆土重得到的侧土压力 (bar)	考虑塌落拱效应计算上覆土重得到的侧土压力 (bar)
朗肯主动土压力	10.6	土舱上/中/下土压	0.8411/1.2551/1.6891	0.4813/0.8953/1.3293
	12.4	土舱上/中/下土压	1.0731/1.5071/1.9411	0.6159/1.0499/1.4839
	14.4	土舱上/中/下土压	1.3531/1.7871/2.2211	0.7805/1.1705/1.6485
朗肯被动土压力	10.6	土舱上/中/下土压	7.6047/9.0907/10.5167	4.3665/5.8525/7.2785
	12.4	土舱上/中/下土压	8.4927/9.9187/11.3447	4.3776/5.8036/7.2296
	14.4	土舱上/中/下土压	9.4127/10.8387/12.2647	4.2593/5.2893/7.1113

层损失情况。通过综合分析以上各种参数，得出较为精确的地层实际受损情况。

根据分析，对即时沉降正在发生或即时沉降发生后、滞后沉降尚未发生的情况及受掘进扰动影响的地层进行注浆填充。

4. 注意事项。①地面在掘进后一周内塌陷或沉降量大的地段，其下地层基本为自由剥落的松散土，极易发生较大的滞后沉降；②掘进前、掘进中控制的目的是防止超挖、尽量减少地层损失，以控制滞后沉降产生条件；掘进后控制则是着重对可能产生滞后沉降的松散体进行跟踪处理，弥补其地层损失，从根本上消灭滞后沉降发生条件；③人是关键因素。使用经验丰富的盾构司机进行盾构掘进，技术熟练的工人进行盾构操作及施工，杜绝人为因素造成的沉降超限；④地面塌陷较浅时，采用级配良好的回填土回填，并视情况分层碾夯振实，塌陷深度大时，采用C20素混凝土灌注密实。

三、结束语

土压平衡盾构技术在砂卵石地层的成功应用，拓宽了土压盾构的应用范围，这既得益于盾构设备的进步，又得益于土的塑性

化改良技术的发展，已成为最具吸引力的隧道施工技术之一。本文通过对近来施工经验的总结，优化了盾构掘进的参数，有效的避免了地层的即时沉降，并对滞后沉降的控制也提出了相应的处理措施，希望能对盾构施工提供参考，不正之处，敬请指正。

参考文献

[1] 贺少辉. 地下工程 [M]. 北京: 北京交通大学出版社, 清华大学出版社, 2008.
 [2] 乐贵平, 贺少辉, 罗富荣, 等. 北京地铁盾构隧道技术 [M]. 北京: 人民交通出版社, 2012.
 [3] 韩日美, 宋战平, 谢永利, 吴焕通. 土压平衡盾构土仓压力对地表沉降的影响 [J]. 长安大学学报(自然科学版), 2010.
 [4] 周尚荣. 砂砾地层土压平衡盾构施工地表沉降分析与控制 [D]. 中南大学, 2010.
 [5] 滕栋. 土压平衡盾构隧道施工引起的地面沉降三维数值模拟 [D]. 中国地质大学(北京), 2012.
 [6] 郭玉海. 大直径土压平衡盾构引起的地表变形及掘进控制技术 [D]. 北京交通大学, 2014.

(上接第90页)

允许装药量，对各区段分别进行了爆破设计，提出了爆破安全措施；采用数码电子雷管，实现逐孔起爆。

设计了在弱影响区进行爆破参数和爆破振动测试试验；要求在爆破交叉区段爆破对临近隧道的影响进行爆破振动监测，并设计了爆破监测方案。

四、结论

(一) 影响程度分区

根据后行隧道施工对先行隧道支护结构的影响，将电化隧道与扩能隧道相互影响区划分为弱影响区、强影响区和重影响区三段，不同的影响区采取不同的隧道支护结构加强措施。

以后行施工隧道爆破在先行施工隧道衬砌上产生的最大质点振动速度5cm/s为爆破振动安全标准，本着最大限度降低对临近隧道影响和提高施工效率的原则，将两隧道爆破施工振动控制区域划分为爆破振动严格控制区和爆破振动加强控制区。

(二) 围岩等级弱化措施

拟将围岩等级弱化一级来等效设计电化隧道和扩能隧道二次衬砌加强措施，在强影响区范围(IV级围岩40m范围、V级围岩50m范围)需对扩能隧道二衬仰拱进行加强。

(三) 电化隧道先行施工安全控制措施

交叉区段为IV级围岩时，在重、强影响区内电化隧道初期支护宜采用格栅支护，格栅间距为0.75m；交叉区段为V级围岩时，在重、强影响区初期支护宜采用管棚格栅支护，格栅间距为0.6m，在弱影响区采用格栅支护，格栅间距为1.2m。

扩能隧道IV级和V级围岩爆破振动严格控制区，通过精确

打眼，严格控制循环进尺、采用数码电子雷管微差起爆控制单段最大装药量，可以满足安全要求；在扩能隧道爆破振动加强控制区，除采用上述控制措施外，扩能隧道下台阶周边眼和底板眼还采用“多打眼、少装药、间隔装药爆破”及切缝药包或聚能装药结构等辅助措施，达到降低对电化隧道衬砌结构影响的目的。

(四) 扩能隧道先行施工安全控制措施

电化隧道支护参数同电化隧道先行施工时支护参数。扩能隧道支护参数为：交叉区段为IV级围岩时，在重、强影响区内初期支护宜采用I20a型钢支护，型钢间距为0.6m，弱影响区采用格栅支护，格栅间距为1m；交叉区段为V级围岩时，在重、强影响区内初期支护宜采用HW175型钢管棚支护，型钢间距为0.6m，在弱影响区采用I20a型钢支护，型钢间距为0.6m。

电化隧道IV级和V级围岩爆破振动严格控制区，通过精确打眼，严格控制循环进尺，采用数码电子雷管微差起爆控制单段最大装药量，可以满足安全要求；在电化隧道爆破振动加强控制区，除采用上述控制措施外，电化隧道上台阶顶部周边眼还采用“多打眼、少装药、间隔装药爆破”及切缝药包或聚能装药结构等辅助措施，达到进一步降低对扩能隧道衬砌结构影响的目的。

参考文献

[1] 宋立坤. 城市浅埋隧道地表沉降规律与控制分析 [D]. 山东科技大学, 2017.
 [2] 赵杰. 黄土地区暗挖通道近距离上跨既有地铁隧道变形和力学特征研究 [D]. 长安大学, 2016.