

DOI:10.16799/j.cnki.csdqyfh.2021.05.087

复杂地层长距离叠落大盾构隧道设计分析

刘建槟

[上海市市政工程设计研究总院(集团)有限公司, 上海市 200092]

摘 要:以珠海兴业快线工程为依托,从抗浮、变形影响等方面对叠落隧道的竖向净距进行分析。结果表明:当竖向净距控制为 $0.5D$ (D 为下部隧道的直径) 时,上部隧道开挖对下部隧道的影响较小。根据有限元分析,上部隧道开挖时,土体卸载,对下部隧道管片受力有利。但这是一个动态的应力重分布问题,具有不确定性。

关键词:叠落隧道;大直径盾构;变形影响;竖向净距

中图分类号: U452.2+5

文献标志码: B

文章编号: 1009-7716(2021)05-0306-04

0 引 言

随着城市地下道路的不断推广,大直径盾构的应用越来越普遍。目前,国内已有不少大直径盾构下穿既有隧道工程,以及轨道交通叠落并行的案例^[1-4]。但大直径盾构长距离叠落并行的工程案例,国内未见。本文依据实际工程对叠落并行大直径盾构隧道进行分析研究。

1 工程概况

珠海兴业路(南段)勘察设计工程香宁一街段红线宽度较窄,两侧建筑物密集,管线众多。为保证周边建筑物的安全以及不中断交通,主线和匝道隧道均采用盾构法施工,主线盾构隧道外径 15.2 m,内径 13.9 m,管片厚 650 mm,环宽 2 m。匝道盾构隧道外径 11.36 m,内径 10.4 m,管片厚 480 mm,环宽 1.5 m。

主线盾构与匝道盾构由北至南先后叠落掘进,叠落长度 604 m,两条盾构最终先后在板樟山工作井中接收。匝道盾构隧道覆土为 5.8~13.5 m,最小曲线半径约 600 m,最大纵坡为 4%。主线盾构隧道叠落段覆土为 27.0~36.5 m,最小曲线半径约 600 m,最大纵坡为 4%。匝道盾构隧道距离建筑物的平面最小距离为 3 m。叠落盾构段平面布置图如图 1 所示,剖面图如图 2 所示。

2 工程地质及水文情况

板樟山工作井到柠溪路工作井之间地势总体呈



图 1 叠落盾构段平面布置图

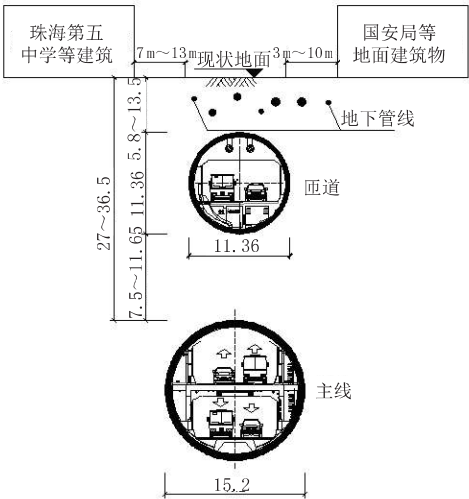


图 2 叠落盾构段剖面图(单位:m)

北低南高,地质起伏较大,南侧岩层较厚,往北岩层厚度逐渐减小。匝道盾构主要穿越②₂粉质黏土、④砾质黏性土,南侧局部穿越⑤₄微风化花岗岩。主线盾构主要穿越⑤₂强风化花岗岩、⑤₃中风化花岗岩,南侧局部穿越⑤₄微风化花岗岩。叠落盾构段地质纵断面图如图 3 所示。

盾构穿越断面土层性质如下:

②₂粉质黏土:褐黄~灰褐色,饱和,可塑,干强度及韧性中等,局部不均匀混约 5%~10%的石英砂。④

收稿日期: 2020-10-30

作者简介: 刘建槟(1990—),男,硕士,工程师,从事隧道设计工作。

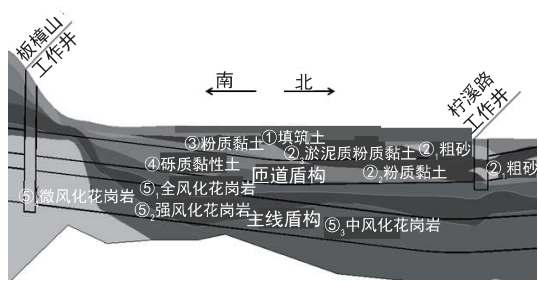


图 3 叠落盾构段地质纵断面图

砾质黏性土:灰白~褐红色,饱和,硬塑,为花岗岩风化残积土,矿物组分主要为黏土和少量石英,岩芯浸水易软化、崩解。⑤₁全风化花岗岩:饱和,岩芯土柱状,坚硬,原岩风化剧烈,矿物组分主要为黏土和少量石英、长石碎屑、云母,岩芯浸水易软化、崩解。岩石坚硬程度为极软岩,岩体完整程度极破碎,岩体基本质量等级为 V 类。⑤₂强风化花岗岩:矿物组分主要为黏土、石英、长石碎屑和少量云母,岩石为软岩,岩体破碎,岩体基本质量等级为 V 类。⑤₃中风化花岗岩:节理裂隙发育,岩石为较软~较硬岩,岩体较破碎~较完整,岩体基本质量等级为 III~IV 类。⑤₄微风化花岗岩:偶见少量节理裂隙,岩石为较硬岩,岩体较破碎~较完整,岩体基本质量等级为 II~III 类。盾构隧道断面范围内的中、微风化花岗岩石英含量占 30%~38%,长石含量占 60%~67%,岩石单轴抗压强度为 25.30~131 MPa。盾构进入微风化岩层的长度约 80 m,隧道在坚硬岩中穿行,刀具加速磨损,掘进速度比较慢。

工程勘察期间稳定水位埋深平均值 2.8 m,②₁粗砂、②₄粗砂层属强透水层,②₄粗砂层具微承压性,其余各土(岩)层均属微~弱透水层,富水性差。基岩裂隙水主要是花岗岩各风化带裂隙水,且强风化~中风化带是主要储水层段,花岗岩风化层有较好的水力联系。

3 案例调研

目前,国内盾构隧道上下叠落的案例主要集中在城市用地紧张的轨道交通领域,见表 1。

叠落隧道都是先掘进下部隧道,后掘进上部隧道,先后掘进间距为 100~200 m。盾构隧道叠落的竖向净距与控制掘进的地层情况密切相关。软土地层中,叠落隧道的竖向净距在条件允许情况下应尽量拉大。国内上下盾构隧道的最小净距在 2~3 m 左右,且先行盾构掘进时皆对后行隧道区域进行加固,减小后行盾构对已建隧道的影响。

表 1 盾构隧道上下叠落案例

项目	直径 /m	垂直净距 /m	先后掘进间距 /m	地质
深圳地铁 7 号线	上 6	3~4	100	全、强风化花岗岩、砾质黏性土
	下 6			强、中、微风化花岗岩层
上海地铁 11 号线	上 6.2	8.02	120	淤泥质粉质黏土、淤泥质黏土层
	下 6.2			黏土层、粉质黏土层
武汉地铁	上 6	1.6~2	150	黏土层、石英砂岩、灰岩、黏土夹砾石
	下 6			
北京地铁 8 号线	上 6	2~2.7	150	卵石圆砾、粉质黏土、粉土、中砂细砂
	下 6			中砂细砂、卵石和粉质黏土
天津地铁 5 号线	上 6	2.3~9.2	200	粉质黏土
	下 6			粉质黏土、砂质粉土

4 设计分析

4.1 抗浮分析

大直径盾构隧道管片的局部上浮会造成管片间的错台、纵向连接螺栓受剪、管片裂缝的产生、管片防水结构的破坏等。

匝道盾构掘进时,对主线隧道而言,上部土体卸载,隧道管片存在上浮的可能性。当上下盾构隧道的净距较小时,应对盾构之间的土体进行主动注浆加固,既减小后行盾构对已建隧道的影响,也满足上下盾构整体抗浮的要求。

为减少主动注浆量,以及减小匝道盾构与主线隧道的相互影响,采用局部抗浮计算方法验算主线隧道的抗浮要求。

抗浮分析时,不考虑上覆土体的侧向剪切阻力,仅考虑主线隧道直径范围内、匝道隧道轴线下土体的自重 P 以及管片本身的自重 G 和 π 型件等的自重 G_{π} 。假设单位长度上管片所受浮力为 $F_{浮}$,隧道间净距为 d ,土体浮容重为 γ' ,管片重度为 γ_c ,建立力学模型,如图 4 所示。

$$G = \gamma_c \pi (R_2^2 - r_2^2) \tag{3}$$

$$P = \gamma' \left[2dR_2 + \left(2 - \frac{\pi}{2} \right) R_2^2 + 2R_1 \left(R_2 - \frac{\pi}{4} R_1 \right) \right] \tag{4}$$

$$F_{浮} = \gamma_w \pi R_2^2 \tag{5}$$

式中: G 为管片自重, kN/m^3 ; γ_c 为管片重度, kN/m^3 ; P 为主线隧道直线范围内、匝道隧道轴线下土体自重, kN/m^3 ; γ' 为土体浮容量, kN/m^3 ; d 为遂道间净距, m 。

施工期间的管片抗浮分项系数取 1.1,则:

$$G + P + G_{\pi} \geq 1.1 F_{浮} \tag{6}$$

计算得 $d \geq 7.5 \text{ m}$ 。

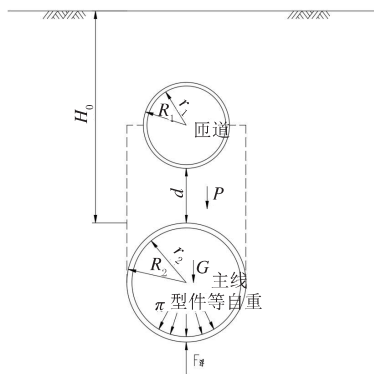


图4 主线隧道抗浮计算力学模型

4.2 不同隧道净距影响分析

该工程所处场地地层分布自上而下为：①填筑土、②粉质黏土、④砾质黏性土、⑤₁全风化花岗岩、⑤₂强风化花岗岩、⑤₃中风化花岗岩、⑤₄微风化花岗岩，各土层物理力学参数见表2。土体采用硬化模型进行计算，隧道衬砌采用板弹性模型进行模拟，盾构推进地层损失率采用0.3%。根据“先下后上，先大后小”的原则，采用先实施主线盾构，后实施匝道盾构的施工顺序，以此减小施工风险，保证隧道结构及周边建构筑物的安全。

表2 土层物理力学参数

编号	名称	层厚 /m	重度 / (kN·m ⁻³)	黏聚力 /kPa	摩擦角 /(°)	压缩模量 /MPa	泊松比
1	填筑土	4.6	17.9	21.7	14.4	4.1	0.46
2-2	粉质黏土	3.3	19	22.8	16.5	4.1	0.45
4	砾质黏性土	15.6	18.5	20.4	24.3	4.8	0.44
5-1	全风化花岗岩	8	18.6	21.5	25.6	5.2	0.42
5-2	强风化花岗岩	14.3	19.5	26	29	20	0.41
5-3	中风化花岗岩	5.8	25.2	4.2	41.9	100	0.27
5-4	微风化花岗岩	18.4	25.4	7.5	42.6	300	0.25

采用 PLAXIS 2D 研究叠落盾构隧道的净距为 1.5 m、3 m、4.5 m、6 m、7.5 m、9 m、10.5 m、12 m 时，匝道盾构掘进对主线盾构的影响。图 5 所示为不同盾构净距的土体总位移云图。

由土体位移云图可知，匝道隧道掘进引起的土体变形范围在水平轴线处最小，往地表呈喇叭形扩大，在主线隧道周边产生突变。隧道净距越小，主线隧道变形影响越大，变形最大值发生在隧道顶，呈隆起状态。

根据主线隧道顶的位移随隧道净距变化情况绘制曲线如图 6 所示。隧道顶的变形随净距的减小呈指数型增加，假设隧道间净距为 x ，主线隧道顶的变形为 y ，曲线函数拟合为：

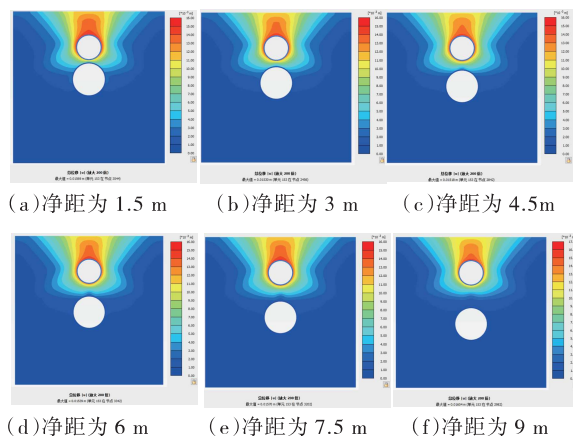


图5 不同隧道净距的土体总位移云图

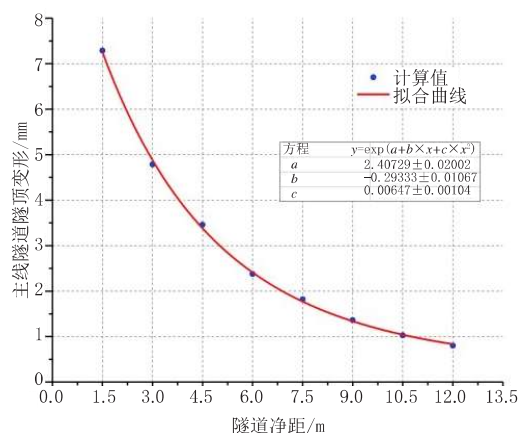


图6 主线隧道顶位移随隧道净距变化曲线

$$y = e^{(2.407 - 0.293x + 0.0065x^2)} \quad (7)$$

当隧道净距为 1.5 m 时，主线隧道顶的位移值达到 7.3 mm。当隧道净距为 7.5 m 时，位移值减小为 1.8 mm，隧道净距在 7.5 m 以上时，变形减小较为缓慢。

4.3 三维数值分析

4.3.1 有限元建模计算

为模拟盾构开挖对周边土体以及结构的影响，采用 Plaxis 3D 有限元软件进行模型的建立与计算。本模型长宽高分别为 300 m、230 m、70 m。土体采用硬化模型，建筑物采用线弹性模型，隧道衬砌采用板弹性模型进行模拟，先开挖主线隧道，后开匝道隧道，盾构推进地层损失率采用 0.3%。土体参数取值见表 2，整体模型如图 7 所示。

4.3.2 计算结果分析

如图 8(a)所示，在主线盾构隧道掘进后，土体最大沉降出现在隧道结构上方，最大值为 26.9 mm。受主线掘进的影响，隧道周围建筑物也出现了不同程度的变形，最大沉降达到了 12.2 mm，且建筑物的沉降变形随其与隧道的水平净距的增大逐渐减小。由图 8(b)可知，匝道盾构隧道的掘进，对主线隧道影响明

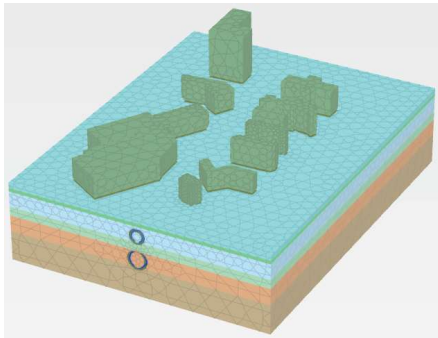
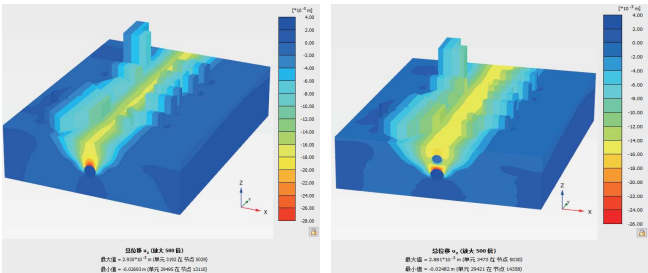


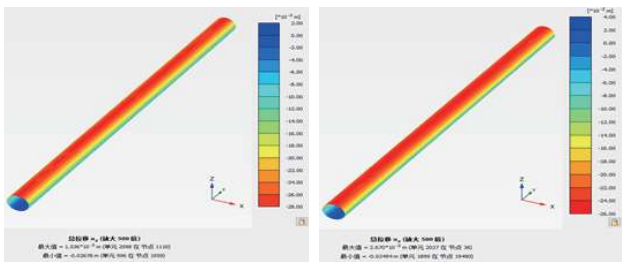
图 7 有限元计算模型

显,隧道上方土体的沉降相比之前减小了 7.8%,为 24.8 mm。土体整体上仍是沉降变形,周边建筑物的变形由于土体的开挖有所增加,达到了 13.4 mm。



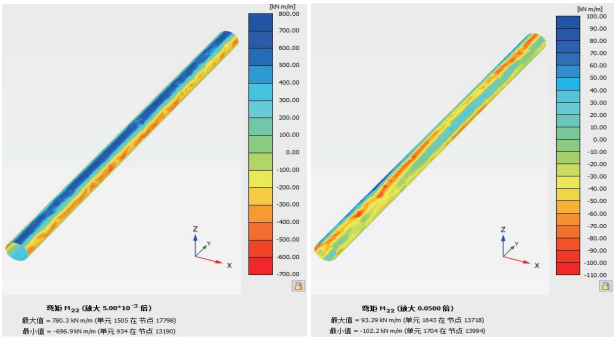
(a) 主线盾构掘进后 (b) 匝道盾构掘进后
图 8 盾构掘进后土体竖向位移云图

如图 9 所示,主线隧道掘进完成后,主线衬砌顶部发生了沉降变形,最大沉降为 26.8 mm。主线衬砌底部位于中风化岩层中,最大隆起变形较小,为 1.5 mm。在匝道隧道掘进完成后,主线衬砌顶部沉降减小至 24.9 mm,底部隆起更加明显,增加至 2.7 mm,这是因为上部匝道隧道掘进后,主线隧道上部的压力减小,使主线隧道产生向上的变形。



(a) 主线盾构掘进后 (b) 匝道盾构掘进后
图 9 盾构掘进后主线衬砌竖向位移云图

如图 10 所示,主线盾构掘进完成后,衬砌结构最大弯矩为 780.3 kN·m,发生在衬砌顶部位置,而最小弯矩为 696.9 kN·m,发生在衬砌的腰部;当匝道盾构掘进完成后,由于衬砌上方土体的开挖卸荷,衬砌弯矩出现了明显的减小,衬砌顶部的最大弯矩减小至 102.2 kN·m,顶部的弯矩为 93.29 kN·m。管片内力是一个动态的重分布问题,特别是螺栓的受力具有不确定性。



(a) 主线盾构掘进后 (b) 匝道盾构掘进后
图 10 盾构掘进后主线衬砌弯矩云图

5 工程措施

匝道隧道掘进后,主线隧道上部土体卸载,根据理论计算,对主线隧道管片有利。但是,这是一个动态的应力重分布以及附加变形的问题,具有不确定性。匝道盾构施工时会对土体进行扰动,产生附加应力,将对主线隧道结构产生一定影响。

(1) 主线隧道管片上增设注浆孔,增加二次注浆的点数。当主线隧道变形较大时,应及时进行二次注浆,并确保注浆效果。

(2) 管片上设置剪力销,加强抵抗管片错台的能力,减少管片的变形。

(3) 匝道盾构施工时,需密切关注盾构推力、扭矩等施工参数,保证开挖面压力合理、稳定,盾构姿态良好,掘进速度平稳,减少对下方主线盾构的扰动。

(4) 设置试验段。根据主线隧道变形监测数据调整盾构推进参数,最大限度的减小盾构施工影响。

(5) 在主线盾构内采用临时支撑,如移动台车支护或钢支撑架等对主线隧道结构进行保护。

(6) 增加监测频率,通过主线隧道内部设置结构应力、应变及变形监测,确保主线隧道结构处于安全状态。

6 结 论

本文通过对复杂地层长距离叠落大盾构隧道进行设计分析,得出以下结论:

(1) 叠落隧道的竖向净距应综合地质情况、抗浮及变形影响等,该工程叠落隧道的净距控制在 0.5D (D 为下部隧道的直径) 是合适的。

(2) 上部隧道掘进时,从理论计算分析而言,土体卸载,对主线隧道管片受力有利。匝道盾构隧道对主线隧道的影响应结合实际施工进行进一步的研究。

(下转第 313 页)

表 1 不同工况节点下自动化测量结果与人工测量变化量比较

单位:mm

点号	顶进施工前的变化量			顶进施工刚过半时的变化量			顶进施工结束时的变化量		
	自动 1	人工 1	差值	自动 2	人工 2	差值	自动 3	人工 3	差值
L1-3	-3.5	-2.7	-0.8	-2.8	-3.5	0.7	-28.6	-29.5	0.9
L1-6	-1.4	-2.5	1.1	-2.2	-3.8	1.6	-26.0	-27.8	1.8
L1-8	-1.8	-2.4	0.6	-1.5	-3.0	1.5	-25.9	-26.4	0.5
L2-9	-0.7	-0.4	-0.3	-5.4	-6.8	1.4	-10.7	-12.2	1.5
L2-11	-1.1	-0.6	-0.5	-6.5	-6.4	-0.1	-19.9	-18.8	-1.1
L2-12	-0.6	-0.1	-0.5	-6.4	-5.9	-0.5	-15.5	-17.1	1.6
M1-4	0.5	-2.5	3.0	-3.1	-2.7	-0.4	-16.5	-20.9	4.4
M1-6	-2.2	-2.2	0.0	-4.4	-2.6	-1.8	-27.3	-24.1	-3.2
M2-4	-1.8	-0.7	-1.1	-7.8	-6.1	-1.7	-14.3	-18.2	3.9
M2-6	-1.7	-0.9	-0.8	-8.6	-7.0	-1.6	-16.5	-20.0	3.5
M3-4	-1.4	-2.0	0.6	-18.4	-20.8	2.4	-38.3	-34.6	-3.7
M3-6	-1.0	-2.5	1.5	-17.1	-21.0	3.9	-34.9	-32.8	-2.1

注:L为棱镜测点,M为免棱镜测点

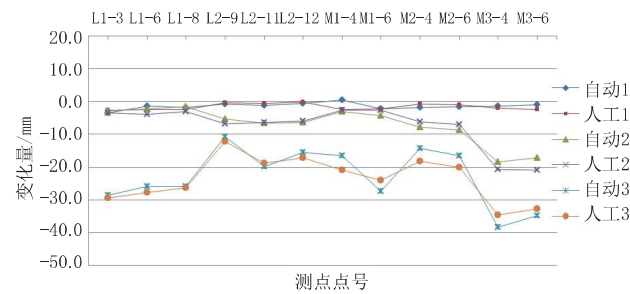


图 6 不同工况节点下自动化测量变化量与人工测量变化量比较(单位:mm)

台功能设计,提出了全站仪免棱镜测量技术用以自动化监测的新思路,解决了该工程中存在的实际问题,也达到了信息化监测的效果。

免棱镜测量技术用于自动化监测也有一定的局限性,精度有限,仅能实现自动化测量基本平整区域、测量距离不长、精度要求不高(5 mm 以内)的工程项目的竖向位移,可测量数据变化突变;在该工程中的顺利应用和自动化变形测量变化量、人工测量变化量的结果比较,结果表明两者基本一致(尤其棱镜目标),但在工作效率、人员安全、人力物力方面具

有明显优势,可为今后类似下穿运营高速公路、机场飞行跑道区域等工程提供借鉴。

参考文献:

[1] 谷川,杨元伟.全站仪自动化变形监测系统研究与开发[J].铁道勘察,2011(5):1-5.

[2] 孙海丽,孙昊,姚连璧.基于TCA2003测量机器人的滑坡变形监测系统开发与应用[J].大地测量与地球动力学,2012(1):152-155.

[3] 林新烁.无人值守自动变形监测系统在深圳地铁结构变形监测中的应用——以环中线前海湾站为例[J].测绘通报,2014(1):79-81.

[4] 梅文胜,刘涛.TS30/TM30测量机器人变形监测系统研究[J].测绘地理信息,2014(2):45-48.

[5] 潘国荣,李伟.多台测量机器人在自动化监测中的开发应用[J].江苏大学学报(自然科学版),2016(6):684-690.

[6] 许伟华.免棱镜全站仪在基坑稳定性监测中的应用及其数据处理[J].黑龙江水利科技,2018(7):179-181.

[7] 陈昇,马忠政.盾构微扰动技术在下穿机场主跑道中的应用[J].现代隧道技术,2016(3):164-169.

[8] 袁新朋.城际铁路隧道下穿机场飞行区沉降控制研究[J].高速铁路技术,2015(6):26-30.

[9] 李捷欧,欧阳祖熙,魏学勇,等.全站仪免棱镜测量技术在滑坡变形监测中的应用[J].中国地质灾害与防治学报,2010(1):110-113.

[10] 吴念祖.虹桥国际机场飞行区地下穿越技术[M].上海:上海科学技术出版社,2010.

(上接第 309 页)

(3)上部隧道掘进前后管片的内力变化是一个动态的应力重分布以及附加变形的问题,具有不确定性。

参考文献:

[1] 袁大军,尹凡,王华伟,等.超大直径泥水盾构掘进对土体的扰动研

究[J].岩石力学与工程学报,2009,28(10):2074-2080.

[2] 彭洪秋,张伟荣,钟勇军,等.盾构掘进对周围土体的应力扰动范围研究[J].广东土木与建筑,2018,25(2):66-68.

[3] 程磊标,陈有亮,王苏然,等.超大直径盾构施工地表沉降分析[J].水资源与水工程学报,2017,28(1):226-235.

[4] 戴洪伟.瘦西湖超大直径盾构隧道施工对周边环境影响分析[J].隧道建设,2015,35(4):316-321.