

文章编号: 1000-7598 (2010) 05-1509-08

地铁隧道下穿小河和桥梁的施工方案研究

李 奎, 高 波

(西南交通大学 地下工程系, 成都 610031)

摘 要: 综合工程经验, 对北京地铁 5 号线过河过桥隧道施工可能采用的 4 种超前支护方案即水平旋喷桩、全断面深孔注浆、长管棚、加密小导管注浆并辅以临时仰拱进行初步分析, 认为加密小导管方案在施工造价、掘进速度和施工影响方面具有优势。采用三维数值模拟方法对长管棚方案和加密小导管方案进行进一步评价并择优。数值模拟结果显示, 在不计管棚施工对地层提前扰动的情况下, 长管棚方案与加密小导管方案对桥台、桥墩以及小月河河底的影响是相当的, 可以认为, 加密小导管方案将优于长管棚方案; 长管棚、小导管和锁脚小导管承受弯矩较小, 锁脚小导管以及隧道拱部的小导管承受轴压力, 边墙的小导管既承受轴压力又承受轴拉力, 长管棚主要承受轴拉力。

关 键 词: 浅埋隧道; 方案优选; 地层位移控制; 工程经验; 数值模拟

中图分类号: U 452

文献标识码: A

Study of construction schemes for metro tunnel crossing river and bridge

LI Kui, GAO Bo

(Department of Tunnel and Underground Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China)

Abstract: The four forepoling schemes such as horizontal drilling jet-grouting peg, full face deep boring grouting, long pipe roof grouting, space between-reduced little tremie grouting with constructing temporary invert, which were possibly adopted to the tunnel crossing river and bridge on line 5 of Beijing metro, were analyzed initially by using engineering experience. The comparison shows that the scheme of space between-reduced little tremie grouting has superiority in construction cost as well as rate of tunnelling and construction impact. Then, the scheme of long pipe roof grouting as well as the scheme of space between-reduced little tremie grouting were evaluated farther and compared by using three-dimensional numerical simulation. The numerical simulation results show that the impact on the bridge abutments, bridge piers and river bottom stratum produced in the scheme of long pipe roof grouting and the scheme of space between-reduced little tremie grouting respectively is equivalent in the condition of taking no account of stratum advance disturbance caused by the construction of long pipe roof. Therefore, the scheme of space between-reduced little tremie grouting will exceed the scheme of long pipe roof grouting in the condition of taking account of stratum advance disturbance caused by the construction of long pipe roof. The long pipe roofs as well as little tremies and foot-locking little tremies bear smaller bending moment. The foot-locking little tremies and little tremies belonging to tunnel crown will bear the axial pressure; little tremies belonging to tunnel side will bear both axial pressure and axial tensile force, while long pipe roofs will suffer mostly axial tensile force.

Key words: shallow tunnel; scheme optimization; ground displacement control; engineering experience; numerical simulation

1 引 言

随着城市地下轨道交通的快速发展, 地铁区间隧道时常要下穿城市内河和桥梁, 采用浅埋暗挖法设计与施工时, 不论设计还是施工, 与一般区间隧道设计与施工相比, 工程设计与施工难度和安全风险都在增大。下穿城市内河和桥梁的地铁隧道设计

与施工的难点和关键点在于: (1) 地下水控制: 地下水的存在改变了岩土体的物理、化学和力学性质, 因此, 隧道施工影响范围内地层地下水控制程度将决定隧道施工风险的大小。(2) 围岩变形控制: 隧道施工对围岩的扰动程度决定了围岩的变形大小, 过大的围岩变形不仅影响隧道工程施工进度和隧道结构的安全性, 而且还将会影响桥梁的安全和正常

收稿日期: 2008-11-17

基金项目: 西南交通大学科学基金项目 (No. 2007B19)。

第一作者简介: 李奎, 男, 1979 年生, 博士研究生, 主要从事隧道与地下结构施工力学研究。E-mail: zl_likui@126.com

运营。

目前国内下穿城市内河和桥梁的地铁隧道采用浅埋暗挖法设计与施工的工程实例和研究很少,有文献采用大型通用有限元程序对隧道下穿小河和桥墩进行了隧道施工开挖模拟分析^[1]和三维饱和-非饱和渗流-应力耦合的数值模拟研究^[2]。针对北京地铁5号线和平西桥站到北土城东路站的区间隧道在设计里程K15+347~K15+401范围内下穿小月河及樱花西桥这一工程背景,借助三维快速拉格朗日分析程序对隧道施工方案优选进行深入研究,并结合监控量测分析,取得了一些有意义的成果。

2 工程概况

小月河、樱花西桥与隧道平面位置示意图如图1所示,三者的剖面图如图2所示。小月河自西向东流,河床两侧为浆砌片石挡墙,河床底部为素混凝土铺面,厚0.1 m,河床宽度为14.04 m。

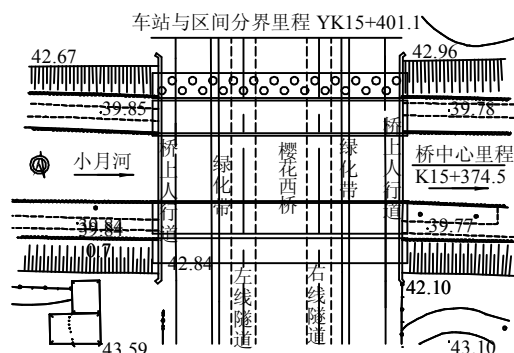


图1 小月河、樱花西桥与隧道平面关系示意图
Fig.1 Sketch of plane relationship about river, bridge and tunnel

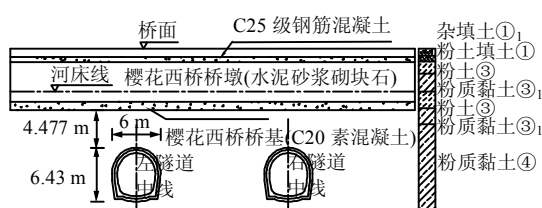


图2 小月河、樱花西桥、隧道剖面图
Fig.2 Cross-sections of river, bridge and tunnel

樱花西桥于1988年11月竣工,是石拱与宽幅T梁组合结构,总宽度为48 m,长度为44.58 m。T梁宽1.6 m,边跨梁长7.5 m,共56片,中跨梁长15 m,共28片,桥头搭板长7.29 m。桥台和桥墩基础为C20级素混凝土,桥台和桥墩为75#水泥砂浆砌块石,桥墩42.5 m高程以上部位为75#水泥砂浆砌条石,中边墩盖梁撑梁为现浇C25级钢筋混凝土;桥面为C30级钢筋混凝土,厚0.14 m,桥头

搭板为C30级钢筋混凝土,厚0.22 m。河底标高37.899 m,河面标高39.0 m,桥面及地面标高43.02 m。

区间隧道衬砌结构为复合式衬砌,为标准C型马蹄形衬砌断面,采用浅埋暗挖法施工。隧道拱顶距桥墩基础底部最小间距为4.477 m,距小月河河床最小间距为6.614 m。

隧道向北横穿永定河冲洪积扇,本区段位于冲洪积扇的中部地带,隧道范围内的地层主要有回填土层、粉土③、粉质黏土③₁、粉质黏土④、细砂⑤₂、粉土⑥₂、黏土⑥₁和粉细砂⑦₂等。由于小月河对地层水的补给作用,此段地层含水饱和。

3 地下水控制

为防止在隧道施工期间小月河河水直接渗入隧道工程影响范围内,降低隧道施工影响区内地下水对隧道掘进的影响和减小施工期间洞内突水突泥、掌子面坍塌等工程灾害,在隧道开挖之前提前5个月对小月河进行“截”、“引排”处治,如图3所示。防水毯导流范围为隧道对应河床前后各70 m范围。在小月河河床上平行于隧道线路方向进行管井降水,管井施工在小月河草袋围堰内,排水、清淤完毕后进行,管井高出河底2 m,管井施工完毕后铺设防水毯。在隧道施工之前提前2个月进行管井降水,以疏干地层水,保证隧道在一个相对无水的环境下施工,这是浅埋暗挖法施工取得成败的关键。



图3 小月河河底防排水施工
Fig.3 Preventing and draining construction of Small Moon River bottom

4 洞内围岩变形控制

4.1 洞内围岩变形控制方案初步比选

依据工程经验对水平旋喷桩、长管棚、深孔注浆、加密小导管注浆并辅以临时仰拱等4种洞内超前支护方案进行比选。在造价方面^[3],4种洞内超前支护方案比选是与标准C型断面设计相比。在超前支护施工影响方面,对于水平旋喷桩方案,在旋喷压力限值如25 MPa以内水平旋喷桩方案对桥基及小月河河底没有影响,但超过该压力限值后可能

击穿河底；对于长管棚方案，长管棚施工本身会引起较大的地层位移，因而会对桥基及河底有影响。

综合经济、施工进度和超前支护施工影响等方面的因素，见表1，初步认为加密小导管注浆及增设临时仰拱方案具有极大的优势；长管棚方案在造价及施工进度方面位于第二，但长管棚施工提前扰动地层，这可能对桥基及河底不利；全断面深孔注浆造价最高，但其对地层位移的控制能力较好。

表1 4种超前支护方案比选

Table 1 Comparison among four forepoling schemes

加固方案	增加造价 /(万元/米)	掘进速度 /(m/d)	加固施工对桥基 及河底影响
水平旋喷桩	1.4	0.5	有可能
长管棚	1.1	0.7	有
深孔注浆	1.5	0.5	没有
加密小导管注浆	0.5	1.5	没有

4.2 加密小导管方案与长管棚方案数值计算研究

4.2.1 两个方案支护措施拟定

左右隧道中线间距为18.8 m。隧道衬砌设计为马蹄形的复合式衬砌，宽6 m，高6.43 m。初期支护为C20喷混凝土加全环格栅钢架，喷层厚为0.3 m，格栅钢架0.5米/环；二次衬砌为C30、S8防水钢筋混凝土，厚0.35 m。

(1) 加密小导管注浆及增设临时仰拱方案

在隧道拱部和边墙采用加密的 $\phi 42$ mm小导管注浆超前支护，如图4所示。小导管间距为0.2 m，长为2.5 m，外插角为 45° ，每榀格栅一环，并注入1:1水泥浆液固结隧道开挖轮廓1.5 m范围内的土体。

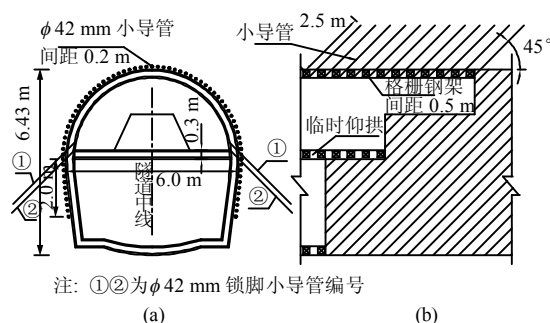


图4 在方案1中隧道开挖及支护

Fig.4 Tunnel excavation and support in the first scheme

隧道施工采用正台阶法并预留核心土体，台阶长度为4~5 m，开挖进尺为0.5 m。上台阶拱脚处施作锁脚小导管，锁脚小导管编号分别为①、②，每榀格栅4根，长3 m。

(2) 长管棚超前支护方案

里程K15+337.1~+347.0为长9.9 m的人防大断面隧道，宽8.4 m，高8.31 m，而里程K15+401.1为车站侧墙，施工场地有利于长管棚施工。

根据施工场地特点，长管棚有两个施工方案：导向水平钻回拖法和跟管钻进法。导向水平钻回拖法，采用先进的TT40水平导向钻机从车站侧墙向人防门大断面方向钻孔，钻孔完成后在钻机端头接管棚，在水平钻机回钻过程中把管棚逐步回拖，直至管棚在车站侧墙出露。该方案要求钻孔外插角必须控制在 2° 以内，否则施工失败。跟管钻进法，分别从两个方向施工，南面以人防段衬砌为工作室，而北面在车站侧墙处开辟工作室，单线隧道的管棚支护系统呈“人字形”；长管棚采用 $\phi 108$ mm钢管，长30 m，壁厚6 mm，外插角为 $3^\circ \sim 5^\circ$ ，管棚间距为0.4 m，单环21根，共设2环。从施工风险而言，后一种施工方案风险较小，因此数值模拟采用后一种方案。此外，管棚之间采用 $\phi 42$ mm小导管补充注浆加固土体以及在隧道边墙1.3 m以上部位注浆加固土体，如图5所示，小导管长3.5 m，外插角为 30° ，环向间距为0.4 m，环距为1.5 m。

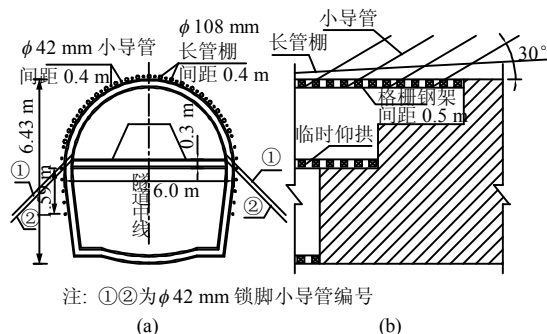


图5 在方案2中隧道开挖及支护

Fig.5 Tunnel excavation and support in the second scheme

4.2.2 数值计算模型

数值模型纵向取46 m，横向取62.4 m，地层深31.64 m。建模时考虑了桥墩基础、桥台基础分别与地层的相互作用，并用接触单元进行模拟，而桥面以及施工期间桥面的超载20 kPa以荷载的形式直接施加在桥墩、桥台和桥头地基上。有限差分数值模型共129 264个单元，138 833个节点，如图6所示。

各地层采用Mohr-Coulomb模型，其力学参数按地质勘察报告取值，见表2，拟定土体抗拉强度参考了公开发表类似地层的抗拉强度^[4]。加固后，岩土体的力学参数取值除了参考已经公开发表的类似地层条件下相应岩土体在加固后的力学参数值，

并考虑到本加固地层的渗透系数和地层可注浆的能力,拟定了加固后地层的力学参数值。由于加密小导管注浆加固地层的效果优于长管棚并辅以小导管方案,因此,在数值模拟上这主要体现在加固后岩土体的力学参数取值上有所差异。两个方案的加固圈厚度均为 1.5 m,加固范围区别如图 7 所示。

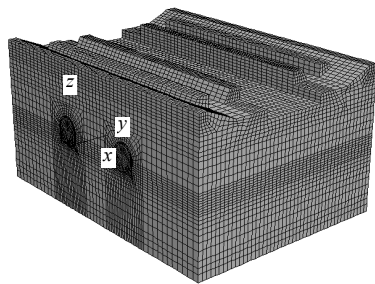


图 6 有限差分数值模型

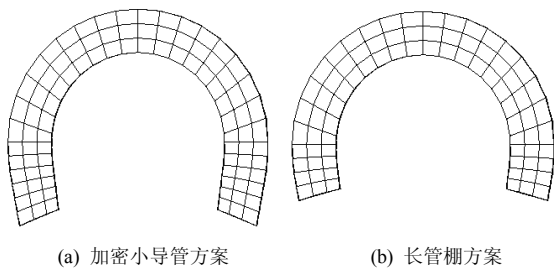
Fig.6 Finite difference numerical model

表 2 材料力学参数

Table 2 Mechanical parameters of materials

地层	γ /(kN/m ³)	E /MPa	ν	c /kPa	φ /(°)	t /kPa
素填土	18.3	8.6	0.3	25.0	20.5	0.0
粉土③	20.4	14.0	0.26	27.0	32	5.4
粉质黏土③ ₁	19.7	9.8	0.35	41.0	18	8.2
粉质黏土④	20.6	10.8	0.31	38.0	22	7.6
细砂⑤ ₂	20.5	40.0	0.29	5.0	32	0.0
粉土⑥ ₂	20.5	25.0	0.26	40.0	30	8.0
黏土⑥ ₁	20.4	19.1	0.35	98.0	15	18.0
细砂⑦ ₂	20.5	45.0	0.28	5.0	35	0.0
小导管加固土	20.8	43.2	0.31	110.0	31.2	22.0
管棚及小导管加固土	20.8	37.8	0.31	88.0	29.9	17.6
桥墩及桥台	23.0	10×10^3	0.20			
河挡墙	22.0	5×10^3	0.20			
二次衬砌	25.0	31×10^3	0.20			

注:表中 γ 为重度; E 为弹性模量; ν 为泊松比; c 为黏聚力; φ 为摩擦角, t 为抗拉强度。



(a) 加密小导管方案

(b) 长管棚方案

图 7 围岩加固范围区别

Fig.7 Difference of wall rock reinforcement area

喷射混凝土初期支护与模筑二次衬砌均拟用实体单元模拟。喷射混凝土的弹性模量随着龄期的增长规律有指数型^[5]和对数型^[6],根据特定的施工进尺,文献[7]给出了喷射混凝土的弹性模量与掌子面

距离的关系。综合喷射混凝土的弹性模量按指数型的增长规律以及格栅钢架对截面刚度的贡献,数值计算模拟了喷射混凝土初期支护的等效弹性模量的硬化定律,如图 8 所示,即初始弹性模量为 6.5 GPa,最大弹性模量为 23.0 GPa。喷射混凝土的泊松比恒为 0.2。二次衬砌的力学模型为线弹性模型。

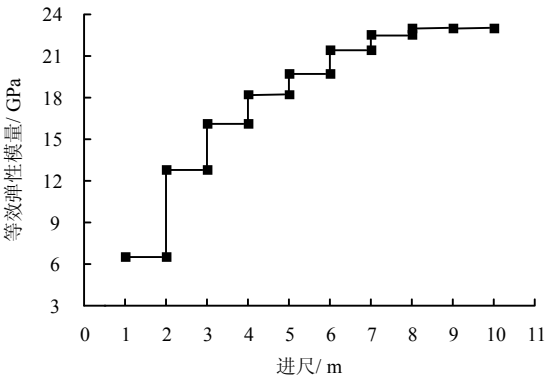


图 8 喷射混凝土衬砌的等效弹性模量与进尺的关系

Fig.8 Relationship between equivalent elastic modulus of shotcrete and digging length

数值计算模拟隧道正台阶法开挖,开挖进尺为 1 m,上台阶长度为 4~5 m,预留核心土体为 2~3 m,核心土体开挖后施作临时仰拱,仰拱初期支护落后于下台阶为 2~3 m。隧道开挖先右线后左线。小导管及锁脚小导管和管棚拟用桩单元模拟,对于加密小导管方案,小导管间距为 0.2 m,环距为 1 m,小导管长为 2.5 m,外插角为 45°;对于长管棚方案,小导管间距为 0.4 m,环距为 1.5 m,长为 3.5 m,外插角为 30°;锁脚小导管长为 3 m,下倾角为 45°,一环 4 根,环距为 0.5 m,其分布为右线隧道左右侧上下各 1 根,而左线隧道仅施加在隧道的左侧,即左线左侧上下各 2 根。

4.2.3 数值计算成果对比分析

桥台、桥墩的最大沉降出现在基础底部,并且主要分布在左、右隧道中线之间,如图 9、10 所示。在方案 1(加密小导管方案,下同)中,南、北桥台基础底部的最大沉降分别为 31.0 mm 和 21.3 mm,南、北桥墩基础底部的最大沉降分别为 26.1 mm 和 21.2 mm。而在方案 2(长管棚方案,下同)中南、北桥台基础底部的最大沉降分别为 31.0 mm 和 20.9 mm,南、北桥墩基础底部的最大沉降分别为 26.3 mm 和 20.8 mm。数值计算表明,南桥台/墩基础沉降比北桥台/墩基础沉降大,这主要是由初始模拟开挖的边界效应所引起的;方案 1 中桥台/墩的沉降与方案 2 中桥台/墩的沉降相比差异不大。

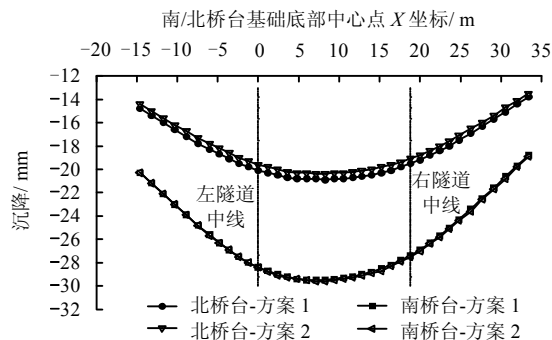


图9 桥台基础沉降曲线

Fig.9 Settlement curves of bridge abutment foundations

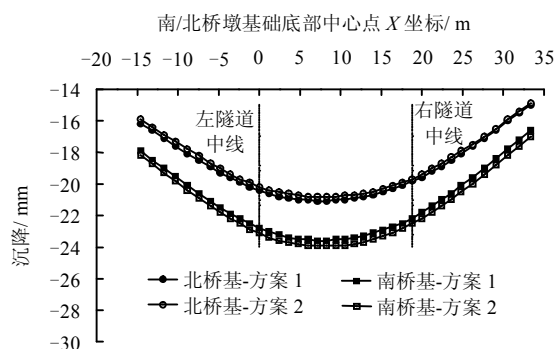


图10 桥墩基础沉降曲线

Fig.10 Settlement curves of bridge pier foundations

方案1中,南、北桥台在右线隧道中线右侧的差异沉降最大,分别为8.6 mm和5.7 mm,不均匀沉降率分别为0.59‰和0.39‰,同样,南、北桥墩在右线隧道中线右侧的差异沉降也是最大,分别为5.6 mm和4.8 mm,不均匀沉降率分别为0.38‰和0.33‰。在方案1、2中,小月河河底中线(K15+374.5)的最大沉降出现在右线隧道拱顶上方,分别为22.32 mm和22.99 mm,如图11所示。而在左线隧道拱顶上方小月河河底中线的沉降分别为22.21 mm和22.75 mm,表明左、右线隧道之间的净距较大(为12.8 m,约2倍洞径),先行隧道施工与后行隧道施工之间相互影响较小。

南、北桥台中最大主拉应力发生在桥台基础底部。南桥墩中最大主拉应力发生在临河一侧的桥墩基础和浆砌块石之间,而北桥墩中最大主拉应力发生在背河一侧的桥墩基础和浆砌块石之间。桥墩中发生的最大主拉应力大于桥台中发生的最大主拉应力,如表3所列,而南桥台/墩中最大主拉应力大于北桥台/墩中最大主拉应力。按照旧规范^[8],C20混凝土的容许主拉应力为450 kPa,75#浆砌块石的极限拉应力为390 kPa,两个方案中南、北桥台基础底部的最大主拉应力分别为370 kPa和365 kPa,因

此南北桥台是安全的。在方案1中南/北桥墩基础底部出现最大主拉应力分别为580 kPa和514 kPa,大于C20混凝土的容许主拉应力,因此,南/北桥墩基础有可能出现开裂;南/北桥墩的浆砌块石的最大主拉应力大于其极限主拉应力,如表3和图12所示,因此,南/北桥墩可能产生开裂。但由于桥墩和桥台设有纵向伸缩缝,这可以减小由隧道施工所引起的桥墩和桥台的不均匀沉降,因此,桥墩和桥台中的最大主应力值可能小于计算值。

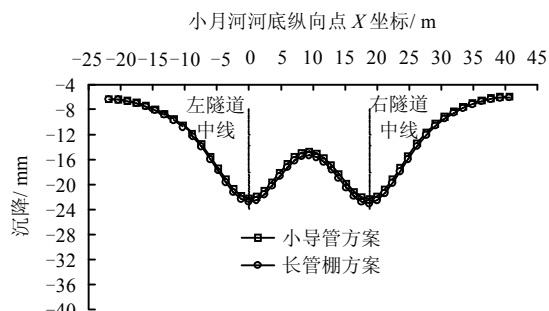


图11 小月河河底沉降曲线

Fig.11 Settlement curves of Small Moon River bottom

表3 桥台和桥基中最大、最小主应力

Table 3 Maximum and minor principal stresses in bridge abutments and piers

(kPa)			
部位	开挖前	应力	
		方案1 (小导管方案)	方案2 (管棚方案)
南 $s_{\min}$	-366	-1 506	-1 511
桥台 $s_{\max}$	69	370	365
南 $s_{\min}$	-777	-1 739	-1 747
桥墩 $s_{\max}$	241	614	590
北 $s_{\min}$	-782	-1 637	-1 626
桥墩 $s_{\max}$	239	564	562
北 $s_{\min}$	-369	-1 133	-1 117
桥台 $s_{\max}$	60	262	256

注:表中 $s_{\min}$ 为最大压应力; $s_{\max}$ 为最大拉应力。

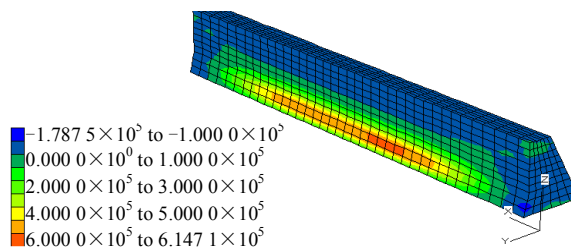


图12 南桥墩中最大主拉应力分布(单位: Pa)

Fig.12 Distribution of maximum principal stress in south bridge pier (unit: Pa)

隧道施工引起围岩的塑性变形主要分布在隧道边墙及仰拱部位,如图13所示,分别为方案1和方

案 2 的左、右线隧道周围围岩的塑性区分布，由此可见，2 个方案的塑性区分布变化不大。

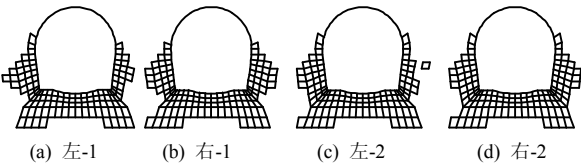


图 13 隧道周围塑性区分布
Fig.13 Plastic zone distribution around tunnel

表 4 表明，初期支护内弯矩较小，初期支护拱部的轴力大于边墙和仰拱的轴力，仰拱的轴力最小。图 14 为方案 1 中在北桥墩正下方里程 K15+385 处初期支护内弯矩、轴力和安全系数的分布，由此可见，初期支护在拱部和边墙的安全度较高，但在锁脚小导管与初期支护相互作用的部位安全系数有一突变，而在左线右侧没有施加锁脚锚杆，安全系数没有突变；由于边墙脚和仰拱之间衬砌断面的突变，该部位的安全系数最低。

表 4 初期支护不同部位的最大弯矩和轴力
Table 4 Maximum bending moments and axial forces belonging to different parts of primary support

		弯矩/(kN·m)			轴力/kN		
		拱部	边墙	仰拱	拱部	边墙	仰拱
断面 1	方案 1 左线	22.3	38.1	40.8	429.4	318.2	176.4
	方案 1 右线	26.8	44.0	48.0	423.5	319.4	186.6
	方案 2 左线	22.2	37.2	40.9	437.5	325.3	188.6
	方案 2 右线	24.1	43.1	48.1	444.0	337.8	197.2
断面 2	方案 1 左线	26.4	39.0	43.1	431.1	345.1	212.1
	方案 1 右线	30.6	45.4	50.8	448.4	361.0	218.9
	方案 2 左线	26.4	38.0	43.2	434.4	357.3	223.8
	方案 2 右线	28.7	44.3	50.7	448.4	374.5	229.0

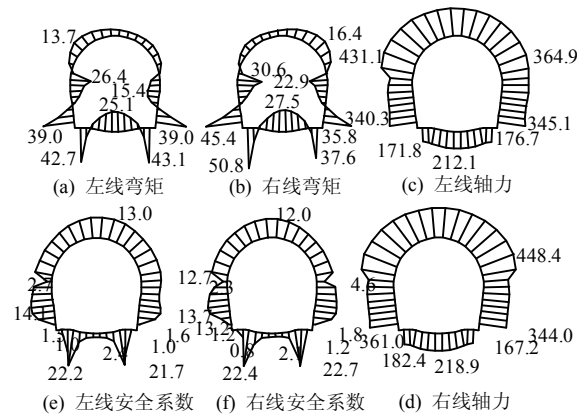


图 14 方案 1 中初期支护弯矩和轴力分布
Fig.14 Bending moments and axial forces distribution of primary support in the first scheme

在方案 2 中，左、右线第 1 环管棚除了从左到右首尾 2 根管棚外主要承受轴向拉力，如图 15 所示。左线第 1 环和第 2 环管棚承受的最大轴拉力分别为 190.4 kN 和 71.25 kN，右线第 1 环和第 2 环管棚承受的最大轴拉力分别为 194.5 kN 和 139.2 kN。从图 15(b)可知，左线第 2 环管棚受力较小，管棚既受轴拉力又受轴压力。右线第 1、2 环管棚承受的最大弯矩分别为 2.05 kN·m 和 2.93 kN·m，左线第 1、2 环管棚承受的最大弯矩分别为 2.15 kN·m 和 0.18 kN·m，由此可见，管棚主要承受轴向力，弯矩较

小，左线第 2 环管棚承受的内力相对比较小，并没有很好地发挥“棚架效应”。

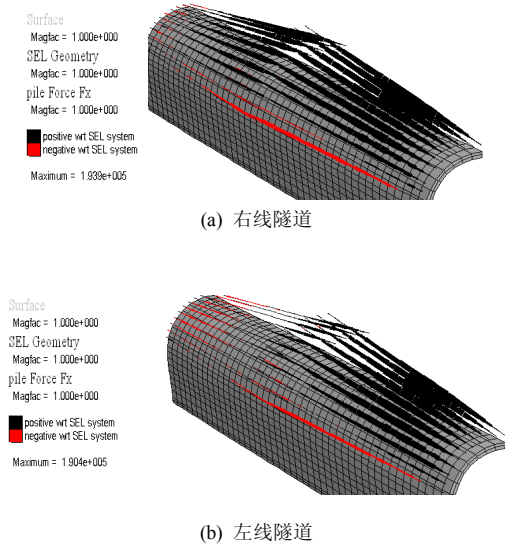


图 15 管棚轴力分布（单位：N）
Fig.15 Axial forces distribution of pipe roofs (unit: N)

数值计算表明，在一环注浆小导管中绝大多数小导管承受着轴压力，弯矩较小，如图 16 所示。该图对比了北桥墩正下方右线开挖进尺为 33~34 m 时所施加的小导管的最终受力情况。方案 1 中，小导管所承受的最大轴压力为 19.65 kN，最大轴拉力

为 27.08 kN，而在方案 2 中小导管所承受的最大轴压力为 38.19 kN，最大轴拉力为 38.19 kN。方案 2 中小导管的轴力大于方案 1 中小导管的轴力，表明在其他情况相同的条件下，小导管所承受的轴力主要与小导管的长度和外插角有密切关系。

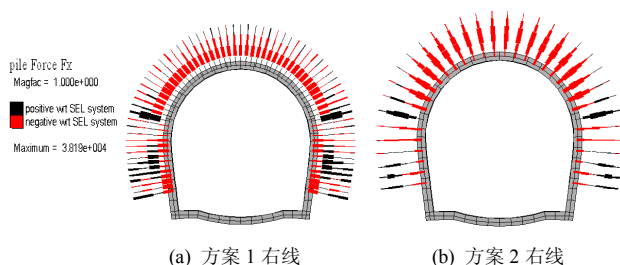


图 16 小导管轴力分布 (单位: N)

Fig.16 Axial forces distribution of little tremies (unit: N)

锁脚小导管主要承受轴压力，弯矩较小，表 5 为提取开挖进尺 33~34 m 内第一榀和第二榀格栅钢架的锁脚小导管的轴力值。分析表明，左线隧道 2 根并在一起施作的锁脚小导管的轴力值远小于单根锁脚小导管的轴力值，方案 1 中右线左右侧的 2 根①号锁脚小导管的轴力值小于 2 根②号锁脚小导管的轴力值，但在方案 2 中却相反。

理论分析表明，在不计长管棚施工对地层扰动的情况下，长管棚方案对桥台、桥墩以及小月河河底的影响与加密小导管方案是相当的，但由于长管棚施工对地层提前扰动，因此，长管棚方案对地层的扰动、对桥台、桥基以及小月河河底的影响将大于加密小导管方案，加密小导管方案将优于长管棚方案。

表 5 锁脚小导管的轴力分析

Table 5 Axial forces analysis of foot-locking little tremies (kN)

中心里程: K15+385		方案 1			方案 2		
		左线		右线	左线		右线
		左侧	左侧	右侧	左侧	左侧	右侧
第一榀	①	27.86	47.46	52.49	28.19	51.07	53.73
	②	27.98	53.13	55.97	29.48	46.72	49.67
第二榀	①	26.10	47.51	52.50	23.88	51.14	53.73
	②	38.79	56.48	55.93	30.45	46.68	49.64

4.2.4 监控量测数据分析

通过对 4 个施工方案进行技术、经济等多方面比较，隧道穿越小月河及樱花西桥的施工方法最终选择以加密小导管注浆并辅以临时仰拱作为主要施工方案，而以深孔注浆作为施工预案。

由于受施工场地限制，樱花西桥桥面仅布置了 2 个测点，即 Q_1 和 Q_2 。 Q_1 位于右线隧道中线偏左、南桥墩上方； Q_2 位于左线隧道中线上方、桥梁主跨中心处。图 17 为隧道施工期间桥面监测点 Q_1 和 Q_2 的历时沉降曲线以及测点 Q_1 对应的计算值，由此可知，测点 Q_1 的最终沉降将在 35 mm 左右。而计算值为 20.9 mm，测点 Q_2 的最终沉降大约为 26 mm。测点 Q_1 的最终沉降大于 Q_2 的最终沉降，表明南桥墩沉降大于北桥墩沉降。浅埋隧道施工对其前方地层的扰动范围通常为隧道开挖洞径的 1~1.5 倍^[9]，樱花西桥南桥台及其南侧的地层都在人防大断面的施工影响范围内，人防大断面施工将对南桥台/墩有一定的影响，这与监测结果相一致。此外，樱花西桥所处地基土层的复杂性和不均匀性也是桥梁基础以及桥面不均匀沉降的重要原因。

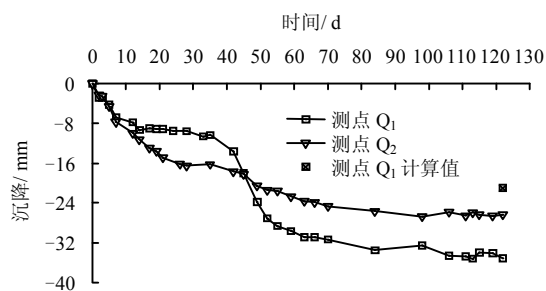


图 17 樱花西桥沉降监测曲线

Fig.17 Curves of the measured settlement on the surface of YinHua west bridge

左线隧道 C 型断面里程 K15+350 距人防大断面仅有 4 m，隧道施工监测了该断面拱顶所对应的地表沉降，如图 18 所示。该点的监测沉降最终在 37 mm 左右，表明该断面地表沉降较大，除了该段 C 型断面正台阶法施工对地层产生一定的扰动外，人防大断面 CD 法施工也会对该断面的地层沉降产生较大影响。

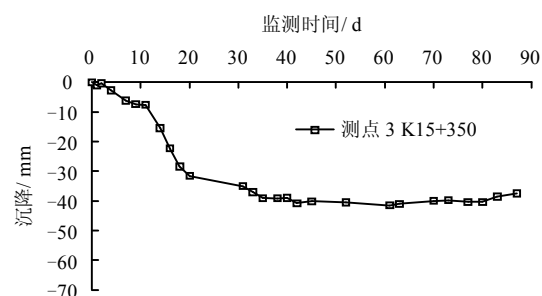


图 18 地表沉降监测曲线

Fig.18 Curve of the measured ground settlement

在加密小导管方案的数值计算中,小月河河底的最大沉降为 22.6 mm,从桥面的沉降量以及 C 型断面地表沉降综合判断可知,数值计算结果小于实际沉降值,这主要是因为该段地层比较复杂,且不均匀以及地层的流变效应较大。

5 结 论

(1) 管棚、注浆小导管以及锁脚小导管主要承受轴力,弯矩较小。锁脚小导管承受轴压力。由于注浆小导管长度有限,隧道拱部的小导管承受轴压力,边墙的小导管既承受轴压力又承受轴拉力。长管棚具有较大的刚度,设计的长管棚一般承受轴拉力,当一环长管棚承受较小内力时可以取消,相应地可采用其他支护措施加强洞内围岩变形控制。

(2) 长管棚以防塌为主要目的,对控制地层位移并不利,这主要是它提早扰动了地层,且管周的注浆效果难以控制,因此,以控制地层变形为主要目标时选用长管棚方案须慎重。超前小导管注浆能够发挥效应关键在于地层的可注浆能力,如果地层可注浆能力较差时,选用加密小导管注浆方案时要慎重。

参 考 文 献

- [1] 刘维宁, 吴波. 地铁区间隧道施工对桥墩影响的空间效应分析[J]. *CAD/CAM 与制造业信息化*, 2005, (增刊 1): 96—98.
LIU Wei-ning, WU Bo. Dimensional effect analysis of bridge pier impact induced by construction of metro tunnel between stations[J]. *CAD/CAM and Digital Manufacturing Industry*, 2005, (Supp.1): 96—98.
- [2] 吴波. 地铁隧道过河过桥施工技术研究[J]. *铁道工程学报*, 2008, (5): 76—79.
WU Bo. Research on the construction technology for excavation of metro tunnel crossing bridge and river[J]. *Journal of Railway Engineering Society*, 2008, (5): 76—79.
- [3] 杨仲杰, 吴波, 邓敦毅, 等. 北京地铁区间隧道和车站安全快速施工关键技术研究[R]. 合肥: 中国中铁四局集团公司, 2007.
- [4] 罗建军, 张顶立, 王梦恕, 等. 地铁施工对管线的影响[J]. *中国铁道科学*, 2006, (6): 124—128.
LUO Jian-jun, ZHANG Ding-li, WANG Meng-shu, et al. Influence of metro construction on underground pipeline[J]. *China Railway Science*, 2006, (6): 124—128.
- [5] ORESTE P P, PEILA D. Modelling progressive hardening of shotcrete in convergence-confinement approach to tunnel design[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 1997, 12(3): 425—431.
- [6] BAE GYU-JIN, CHANG SOO-HO, LEE SEOK-WON, et al. Evaluation of interfacial properties between rock mass and shotcrete[J]. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 2004, 41(3): 1—7.
- [7] BORRÁS X, CELADA B, VARONA P, SENIS M. Compensation grouting analysis with FLAC^{3D}[C]// *Proceedings of the third International FLAC Symposium*. [S. l.]: Richard Brummer, 2003: 3—8.
- [8] 交通部公路规划设计院. JTGD60—2004 公路桥涵设计规范[S]. 北京: 人民交通出版社, 2004.
- [9] 王梦恕. 地下工程浅埋暗挖技术通论[M]. 合肥: 安徽教育出版社, 2004.
- [7] 赵尚毅, 郑颖人, 张玉芳. 极限分析有限元法讲座——II 有限元强度折减法中边坡失稳的判据探讨[J]. *岩石力学与工程学报*, 2005, 26(2): 332—336.
ZHAO Shang-yi, ZHENG Ying-ren, ZHANG Yu-fang. Study on slope failure criterion in strength reduction finite element method[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2005, 26(2): 332—336.
- [8] 刘金龙, 栾茂田, 赵少飞, 等. 关于强度折减有限元方法中边坡失稳判据的讨论[J]. *岩土力学*, 2005, 26(8): 1345—1348.
LIU Jin-long, LUAN Mao-tian, ZHAO Shao-fei, et al. Discussion on criteria for evaluating stability of slope in elastoplastic FEM based on shear strength reduction technique[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2005, 26(8): 1345—1348.
- [9] 李湛, 栾茂田, 刘占阁, 等. 渗流作用下边坡稳定性分析的强度折减弹塑性有限元法[J]. *水利学报*, 2006, (5): 554—559.
LI Zhan, LUAN Mao-tian, LIU Zhan-ge, et al. Elastoplastic finite element method based on the technique of shear strength reduction for stability analysis of dams and embankments under seepage[J]. *Journal of Hydraulic Engineering*, 2006, (5): 554—559.
- [10] 顾淦臣. 土石坝地震工程[M]. 南京: 河海大学出版社, 1990.
- [11] 徐志英, 沈珠江. 地震液化的有效应力二维动力分析方法[J]. *华东水利学院学报*, 1981, 9(3): 1—14.
XU Zhi-ying, SHEN Zhu-jiang. Two-dimensional effective-stress dynamic analysis method of earthquake induced liquefaction[J]. *Journal of Eastern China Hydraulic Engineering College*, 1981, 9(3): 1—14.
- [12] TANIGUCHI E, WHITMAN R V, MARR W A. Prediction of earthquake induced deformation of earth dams[J]. *Soils and Foundations*, 1983, 23(4): 126—132.

上接第 1508 页