

文章编号:1005-0523(2016)03-0040-07

富水砂卵石地层盾构端头井加固技术研究

龚振宇¹,程盼盼²,徐前卫²

(1.中铁五局电务城通公司,湖南长沙410205;2.同济大学道路与交通工程教育部重点实验室,上海201804)

摘要:北京地铁8号线天桥—永定门外区间盾构接收端头处隧道埋深较大,且含有富水砂卵石地层,盾构到达时发生涌砂涌水的风险较大,因此对此端头井进行了加固方案设计。首先通过比选确定了加固方法;然后按照理论计算和经验类比确定了加固范围;最后通过理论计算和数值模拟对降水方案进行了设计,可为今后同类工程的设计和施工起到一定的借鉴作用。

关键词:砂卵石地层;端头加固;旋喷桩;加固范围;降水方案

中图分类号:U455.43

文献标志码:A

DOI:10.16749/j.cnki.jecjtu.2016.03.007

随着城市轨道交通建设的日益发展,盾构法作为地铁施工的一种工法也在不断的走向成熟。我国的盾构技术在20世纪90年代末期得到较大的发展,虽然已积累了不少盾构施工经验,但是在盾构进出洞施工过程中,时有发生,其中许多是规模较大的事故^[1-3]。盾构始发(到达)前需人工破除洞门位置的围护结构而使开挖面处于暴露状态且会保持一定时间,在这段时间内可能出现两种较大的风险:一是较为严重的洞周土体失稳,二是洞门开挖面局部的漏水、涌砂^[4]。如果盾构端头地层自稳能力较差、渗透系数较高,将会增加盾构始发的危险性。因此,有必要对端头井区域一定范围内的土体进行加固改良,防止盾构始发或到达时发生土体塌方、涌水涌砂事故,确保盾构安全进出洞。

常用的端头土体加固方法主要有水泥系加固方法(如搅拌桩法、SWM法、旋喷桩法、灌注桩、注浆法等)、冻结法以及一些辅助性施工措施(如降水法、钢套筒法、明洞法等)^[5-6]。端头加固可以单独采用一种工法或多种工法相结合,这主要取决于地质情况、地下水、覆土厚度、盾构机直径、盾构机型、施工环境等因素,同时也要考虑施工安全性、经济性、便利性以及施工工期等。

砂卵石地层是一种典型的不稳定地层,卵石块在地层中起骨架作用,其间充填各种砂层,结构松散,无粘聚力,若同时地层含水量大,在洞门凿除时,极易发生喷涌现象,从而使洞周土体失稳而坍塌。北京地铁8号线天桥—永定门外区间永定门外站接收井处于富水砂卵石地层中,因此有必要对其进行加固方案设计。

1 工程概况

天桥—永定门外区间,全长1 637.371 m,线路自天桥站南行,下穿永定门街心公园,侧穿先农坛体育场,从永定门及永定门桥西侧绕避通过,下穿南护城河、京津城际框架桥、14号线永定门外站后止于永定门外大街的永定门外站。该段隧道所处地层以砂卵石为主,且同时具有无水、富水、浅埋、深埋等不同地层赋藏特征。

本工程先后采用两台盾构机进行掘进,其掘进顺序为:1号盾构机从中间风井始发,到达天桥站转场后二次始发,然后经过中间风井,最终到达永定门外站;2号盾构机从中间风井向永定门外站掘进。本文仅对永定门外站盾构接收井的土体加固方案进行设计。

收稿日期:2015-10-17

作者简介:龚振宇(1978—),男,工程师,主要从事隧道与地下工程的建设与管理工作。

永定门外站处隧道埋深 26.05 m,盾构接收井场地内土层由上而下为杂填土①层、粉土③₂层、粉砂~细砂③₃层、粉质粘土③层、粉砂~细砂③₃层、粉质粘土④层、粉土④₂层、粉质粘土④层、细砂~中砂⑤₂层、卵石⑤层、粉质粘土⑥层、细砂~中砂⑦₂层、卵石⑦层。各土层的物理力学指标如表 1 所示。隧道洞身上部为卵石层、下部为粉质粘土层,上覆粉细砂和粉质粘土,下卧中细砂和卵石层。

表 1 地层的物理力学参数

Tab.1 Physical and mechanical parameters of soils

地层	土的类型	厚度/m	天然重度/(kN·m ⁻³)	粘聚力/kPa	内摩擦角/(°)	渗透系数/(m·d ⁻¹)	压缩模量/MPa
①	杂填土	1.09	16.5	0.00	8.00	-	-
③ ₂	粉土	4.64	19.8	15.00	19.60	0.20	10.18
③ ₃	粉细砂	0.47	19.8	0.00	30.00	6.00	44.00
③	粉质粘土	2.35	19.5	23.25	8.64	0.02	5.48
③ ₃	粉细砂	2.03	19.8	0.00	30.00	6.00	44.00
④	粉质粘土	1.86	19.1	21.67	11.92	0.02	9.39
④ ₂	粉土	2.79	20.0	8.00	21.70	0.20	14.90
④	粉质粘土	1.86	19.1	21.67	11.92	0.02	9.39
⑤ ₂	中细砂	1.11	20.0	0.00	30.00	6.00	32.50
⑤	卵石	11.92	20.2	0.00	40.00	120.0	47.50
⑥	粉质粘土	1.92	19.30	22.50	8.80	0.02	11.90
⑦ ₂	中细砂	0.37	20.00	0.00	30.00	2.00	32.50

根据水位勘察结果,地下水位线平均高程为 17 m,该区段隧道处于全断面有水状态,水位线距离隧道顶部约 3.52 m。

2 加固方法选取

永定门外站接收井处隧道埋深较大,隧道上半断面为渗透系数较大的砂卵石地层,且全断面有水,盾构到达时存在涌砂涌水的风险,若大量土体和地下水向工作井内塌陷,会导致洞周大面积地表下沉,危及地下管线和临近建筑物,其后果极其严重,所以要采取多重措施对永定门外站盾构接收井进行加固,增加盾构到达接收的安全性,降低施工风险。

端头土体加固常用水泥系加固法和冻结法,但是冻结法具有冻胀融沉效应及高昂的施工费用,而随着施工技术的发展,旋喷桩与搅拌桩在多数土层中都可以达到比较好的加固效果,所以水泥系加固方法更具优势。考虑到线路位于北京南轴线附近,地面交通繁忙,场地条件及周边环境条件受到限制,所以应优先选用设备轻便、施工所需空间较小的高压旋喷桩。高压旋喷桩选用成桩质量最高的三重管旋喷,成桩直径 850 mm。

盾构进出洞的渗漏风险主要存在于加固区与端头井围护结构之间的夹心层、加固体的整体抗渗性能不满足要求以及盾壳与加固区之间的间隙。虽然加固区和围护墙之间采用旋喷桩加固,但由于工程扰动和施工质量的影响,很容易在地下墙和加固体之间形成渗流通道;由于加固区施工质量的问题,在加固区域内也有可能形成透水通道;另外,砂卵石地层盾构在进出洞过程中容易超挖,使得盾构和加固体之间形成空隙,也会形成地下水的渗流通道,造成加固体后方的水土涌入端头井,导致地层大范围下降,因此,需对端头井一定范围内进行降水。

此外,盾构机在接收过程中需加强二次双液注浆,确保将管片与加固土体之间的空隙完全填充密实并形成一定强度。若出现地下水渗漏情况,则立即通过预埋管向洞门周围围聚聚氨酯,同时隧道内进行双液注浆封堵。采用多重措施确保盾构安全接收。

3 加固方案设计

3.1 纵向加固长度

3.1.1 加固土体强度计算

1) 根据日本 JET GROUT 协会(JJGA)规范的计算公式,加固厚度为^[7]:

$$t = \left(\frac{k_0 \beta P D^2}{4 \sigma_t} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (1)$$

式中: k_0 为安全系数,取 1.5; β 为计算系数,取 1.2; P 为洞门中心处侧向水土压力,据表 1 中参数计算为 172.55 kPa; D 为封门直径,为 6.5 m; σ_t 为加固土体的极限抗拉强度,取为 150 kPa。

按照上述方法计算得到土体加固长度 $t \geq 4.677$ m。

2) 国内已有端头土体强度计算模型假设加固土体为洞门周边自由支撑的弹性圆形薄板,将加固土体侧向水土合力的梯形荷载简化为均布荷载^[8-9]。

在均布荷载的作用下,加固土体中心处的弯曲应力最大,由弹性力学理论求得抗弯强度验算公式:

$$\sigma_{\max} = \frac{PD^2}{4t^2} \frac{3}{8} (3+\mu) \leq \frac{\sigma_t}{k_1} \quad (2)$$

式中:安全系数 k_1 ,取 1.5; μ 为加固后土体的泊松比,取 $\mu=0.2$ 。

根据(2)式,按抗弯强度计算得 $t \geq 4.677$ m。

周边自由支撑的圆形薄板支座处的剪应力最大,由弹性力学理论,可得抗剪强度的验算公式为:

$$\tau_{\max} = \frac{PD}{4t} \leq \frac{\tau_c}{k_2} \quad (3)$$

式中:抗剪安全系数 k_2 取 1.5, τ_c 为加固后土体的极限抗剪强度,取 250 kPa。

根据式(3),按抗剪强度计算得 $t \geq 1.68$ m。

3.1.2 加固土体整体稳定性验算

整体稳定性验算假设洞外加固土体在上部土体和地面堆载等作用下,沿以端墙开洞外顶点 O 为圆心,开洞直径 D 为半径的圆弧面滑动^[8-9],如图 1 所示。

经过以上强度计算,取 $t=4.7$ m 进行验算,计算可知,抗滑移安全系数 $K=0.858 < 1.5$,所以纵向加固长度取 $t=4.7$ m 不满足要求。经验算,当 $t=6.5$ m 时,抗滑移安全系数 $K=1.515 > 1.5$ 。

所以端头土体为满足强度和稳定性要求,其纵向加固长度应满足: $t \geq 6.5$ m。

3.2 横向加固范围

张庆贺^[10]于 1994 年提出,根据理论分析和工程实践经验,采用水泥系加固方法时,最小土体改良厚、宽、高等尺寸可参考表 1 选取,其中为洞门两侧的加固宽度,为洞门以上的加固高度,为洞门以下的加固高度。

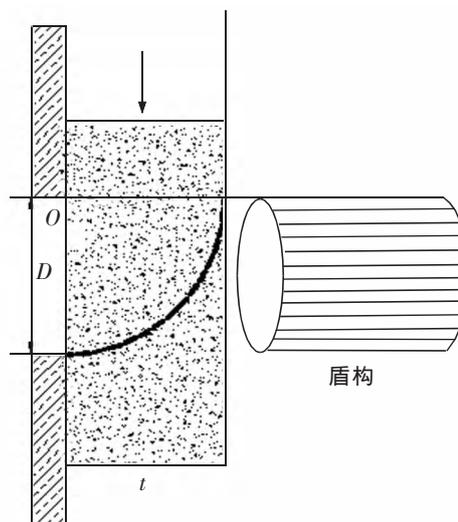


图 1 整体稳定性计算模型
Fig.1 Calculation model of overall stability

当隧道直径 D 满足 $5\text{ m} < D = 6\text{ m} < 8\text{ m}$ 时,最小加固尺寸为:洞门以上 $H_1 \geq 2.5\text{ m}$,以下 $H_2 \geq 1.0\text{ m}$,左右 $B \geq 2.0\text{ m}$ 。

而由北京已有的盾构端头加固案例可知,北京地铁一般采取 $1.5\sim 3.0\text{ m}$ 不等的横向加固厚度^[11]。

根据以上分析,同时考虑到永定门外站盾构埋深大,且全断面处于富水砂卵石层,进洞风险大,故永定门外站端头横向加固尺寸可采用:隧道顶以上 3.0 m ,隧道底以下 3.0 m ,左右各 3.0 m 。

3.3 辅助降水措施

3.3.1 降水要求

①为降低盾构到达时大量地下水涌入洞内的风险,需将水位降至盾构以下,也即至少需将水位降低 9.52 m 。

②为确保周边建(构)筑物的安全,需尽量减小降水的影响范围。

3.3.2 降水计算理论^[12]

根据日本喷射注浆协会资料显示,经加固后土体的粘聚力可提高 $300\sim 500\text{ kPa}$ ^[13],所以在加固区打设降水井所需的用于克服土体抗剪强度的能耗将大大增加,综合考虑技术经济条件,降水井需布置在加固区外。由于加固区所在地层为含水层,地层渗透系数较大,最终要使水位降低至盾构底部,则可将其等效成长为 12 m 、宽为 6.5 m 的矩形潜水流向非完整井,计算模型见图 2。

由于水流绝大部分从基坑模型的侧壁进水,故其涌水量:

$$Q = \frac{1.366K(H^2 - h_m^2)}{\lg(1 + \frac{R}{r_0}) + \frac{h_m - l}{l} \lg(1 + \frac{0.2h_m}{r_0})} \quad (4)$$

式中: H 为潜水含水层水头, m ; h_m 为平均动水位, $h_m = (H + h)/2$, h 为降水时的最低水头, m ; l 为降水井过滤长度, m ; R 为降水影响半径, m , $R = 2S_w \sqrt{HK}$, $S_w = H - h$, m ; K 为渗透系数, $\text{m} \cdot \text{d}^{-1}$; r_0 为基坑的折算半径, m 。

降水稳定后,任意位置处的流量均相等,据此可推导出渗降漏斗曲线方程为:

$$\frac{4HS_w - S_w^2}{\lg(1 + \frac{R}{r_0}) + (\frac{H - 0.5S_w - l}{l}) \lg(1 + \frac{0.2H - 0.1S_w}{r_0})} = \frac{4(H - s)^2 - (2H - s - S_w)^2}{\lg(1 + \frac{r}{r_0}) + (\frac{H - 0.5s - l}{l}) \lg(1 + \frac{0.2H - 0.1s - 0.1S_w}{r_0})} \quad (5)$$

式中: s 为加固区外任一位置水位下降高度; r 为水位下降点距围护结构的距离。

降水将引起土体自重有效应力的增加以及由于地下水渗流而产生的渗透有效应力的增加,进而引起地表的沉降,其计算式为:

$$L = \frac{1}{2E_s} [(\gamma - \gamma')s(2H - s) + (S_w - s)\gamma_w(H - s)] \quad (6)$$

式中: L 为地表沉降; E_s 为土层压缩模量; γ 为土层天然重度; γ' 为土层有效重度; γ_w 为水的重度。

3.3.3 降水计算

1) 降水基本参数计算

加固区等效半径为 $r_0 = 0.29 \times (12 + 6.5) = 5.365\text{ m}$ 。据表 1 计算得:地层的加权渗透系数 $K = 100.95\text{ m} \cdot \text{d}^{-1}$;

表 2 土体横向加固最小尺寸

Tab.2 Minimum size of soil horizontal reinforcement

D	$D < 1$	$1 < D < 3$	$3 \leq D < 5$	$5 < D < 8$
B	1.0	1.0	1.5	2.0
H_1	1.0	1.5	2.0	2.5
H_2	1.0	1.0	1.0	1.0

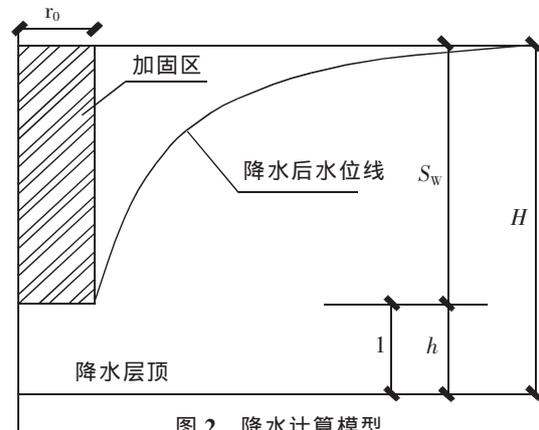


图 2 降水计算模型

Fig.2 Calculation model of precipitation

土层的加权平均天然重度 $\gamma=20.18 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-3}$; 土层的加权有效重度 $\gamma'=9.96 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-3}$; 土层的加权压缩模量 $E_s=42.61 \text{ MPa}$ 。潜水含水层水头 $H=15.11 \text{ m}$; 降水后最低水头 $h=5.59 \text{ m}$ 。

2) 降水影响半径及涌水量

将上述 K, H, r_0 及 S_w 。代入公式(4)中计算可得:降水的影响半径 $R=743.6 \text{ m}$, 涌水量 $Q=743.6 \text{ m}^3\cdot\text{d}^{-1}$ 。

3) 降水引起的渗降漏斗曲线

将上述 R, H, r_0 及 S_w 代入公式(5)中,求得降水引起的渗降漏斗曲线如图形 3 所示。

4) 降水引起的地表沉降

将上述 E_s, γ, γ' 及 H 代入式(6), 并联立式(5)可求得降水引起的地表沉降曲线, 如图 4 所示。

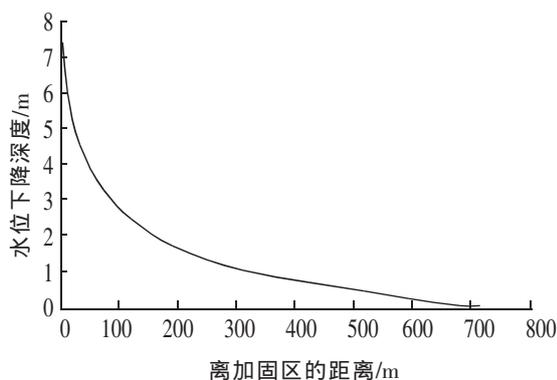


图 3 降水引起的渗降漏斗曲线

Fig.3 Drawdown curve caused by dewatering

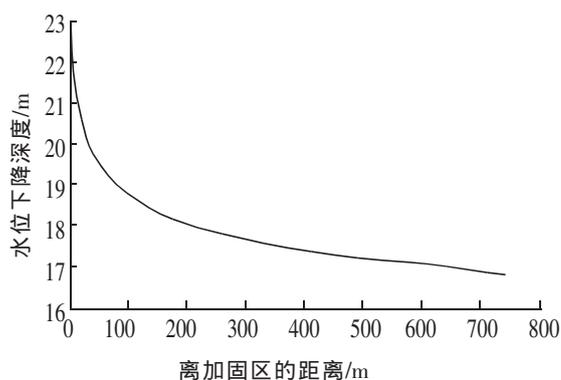


图 4 降水引起的地表沉降曲线

Fig.4 Ground settlement curve caused by dewatering

5) 降水井布设

由上述降水计算可知:若将水位降到盾构底部以下,降水的影响半径约 743.6 m , 敏感影响半径约 100 m ;加固区附近地表最大沉降约 23 mm , 沉降较均匀;降水总的涌水量约为 $7376.3 \text{ m}^3\cdot\text{d}^{-1}$,若采用单级单吸离心泵(平均流量 $200 \text{ m}^3\cdot\text{h}^{-1}$),则两口降水井即可满足需求,所以降水井的布置数量及位置如图 5 所示,降水井的直径约为 1 m ,共布设三口井,保证每个加固区有两个降水井来降水。

3.3.4 降水效果数值模拟

1) 模型建立

对永定门外站端头井降水方案进行数值模拟,模型尺寸取 $100 \text{ m}\times 50 \text{ m}\times 50 \text{ m}$,地层采用摩尔库仑准则,各层物理力学参数见表 1,竖向边界约束水平位移,水平底部边界约束竖向位移,顶部是自由面,模型的网格划分如图 6 所示。建模时仅在左洞加固区左侧和两洞之间各布设 1 个降水井,只分析左洞的降水效果,由对称性即可得到右洞处的降水效果。

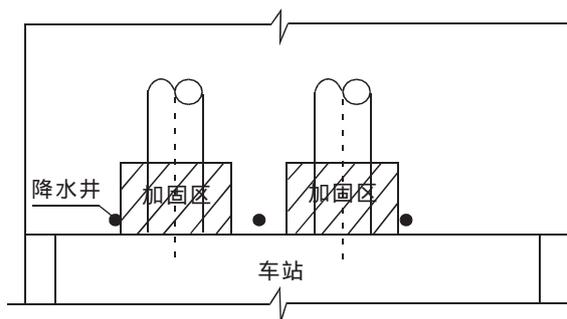


图 5 降水井布置示意图

Fig.5 Layout of dewatering well

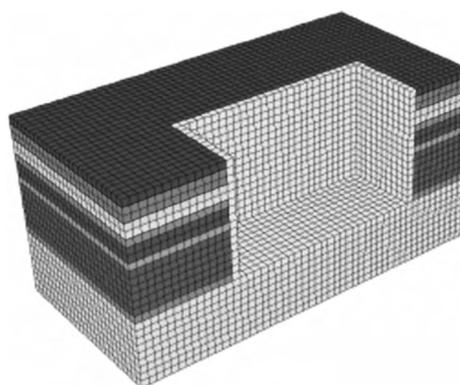


图 6 计算模型的网格图

Fig.6 Mesh of calculation model

2) 计算结果分析

图7为左洞中心位置处孔隙水压力的竖向云图,由图7可知,按上述降水方案,在加固区两边各布设1个降水井,基本可以将加固区范围内的地下水降至隧道底部。

图8为左洞中心位置处地层沉降的竖向云图,由图可知,地层最大沉降发生在降水井附近,最大值约为42.41 mm。

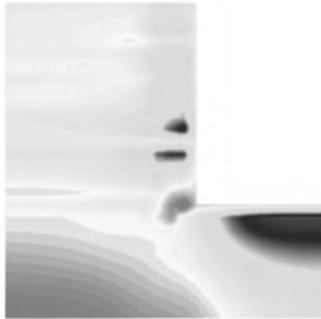


图7 孔隙水压力云图

Fig.7 Figure of pore water pressure

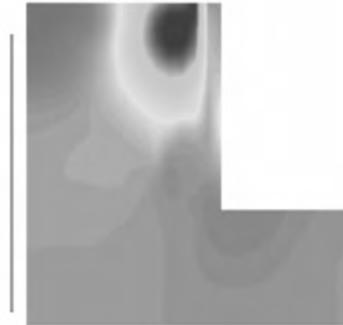


图8 竖向位移云图

Fig.8 Figure of vertical displacement

由数值计算可知,在加固区两边各布设1个降水井,可使水位降低至盾构机底部,从而减少盾构到达时发生涌砂涌水的风险,同时,因降水引起的地表最大沉降值约为42 mm,处于可控范围,对周边建(构)筑物的影响相对较小。但为确保降水的可靠性,在两洞之间再增设1口降水井以备用。

4 总结

本文对永定门外站盾构接收端土体加固方案进行了设计,通过加固方法比选,最终建议选用旋喷桩对端头井进行加固,并采取降水辅助措施,降低盾构接收风险。通过常规理论计算公式对纵向加固长度进行了计算,得到纵向加固长度应满足:。采用工程类比法建议端头横向加固尺寸采用隧道顶以上3.0 m,隧道底以下3.0 m,左右各3.0 m。最后进行了降水井布置设计,建议采用加固区外布置管井进行降水,当采用平均流量为 $200 \text{ m}^3 \cdot \text{h}^{-1}$ 的单级单吸离心泵时,每个加固区周围至少有两口降水井对其降水。此较为系统的加固方案设计对今后类似富水砂卵石地层盾构端头井土体加固方法选取、加固范围确定、降水设计等加固技术具有一定的借鉴意义与参考价值。

参考文献:

- [1] 张凤祥,朱合华,傅德明. 盾构隧道[M]. 北京:人民交通出版社,2004:5-7.
- [2] 江玉生,杨志勇,江华,等. 论土压平衡盾构始发和到达端头加固的合理范围[J]. 隧道建设,2009(3):263-266.
- [3] 卢华喜,王漪璇,周珍伟,等. 盾构隧道下穿铁路股道及火车站站房的影响分析[J]. 华东交通大学学报,2015(4):25-32.
- [4] 徐刚,王丽娜. 流砂层盾构始发综合施工技术[J]. 建筑,2013(3):75-77.
- [5] 邓合一. 盾构始发井端头土体加固方法分析[J]. 科协论坛:下半月,2010(8):16.
- [6] 苗立新,齐修东,邹超. 冻结法在盾构接收端头土体加固中的应用[J]. 铁道工程学报,2011(9):105-109.
- [7] 朱伟译. 隧道标准规范(盾构篇)及解说[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2011:178-180.
- [8] 李大勇,王晖,王腾. 盾构机始发与到达端头土体加固分析[J]. 铁道工程学报,2006(1):87-90.
- [9] 辛振省,王金安,马海涛,等. 盾构始发端预加固合理范围研究[J]. 地下空间与工程学报,2007,3(3):513-518.
- [10] 张庆贺. 盾构工作井周围土体加固处理技术[C]//中国土木工程学会隧道及地下工程学会、中国铁路工程总公司、铁道部隧道工程局、铁科院西南分院.中国土木工程学会隧道及地下工程学会第八届年会论文集,1994:9.

- [11] 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,2012:390-404.
- [12] 刘庆方,刘继强,谭佩莲,等. 考虑围护结构隔水作用的基坑涌水量计算[J]. 隧道建设,2013,33(2):142-146.
- [13] 徐前卫,唐卓华,苏培森. 盾构过群桩基础的托换与除桩技术及其稳定性分析[J]. 石家庄铁道大学学报:自然科学版,2013(S2):129-133.

Study on Reinforcement of Shield End Well in Saturated Sandy Pebble Stratum

Gong Zhenyu¹, Cheng Panpan², Xu Qianwei²

(1. Five Iron Group Electric Service City Link Engineering Co., Ltd., Changsha 410205; 2.Key Laboratory of Road and Traffic Engineering of the Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 201804, China)

Abstract: The tunnel section of shield end from Tianqiao -Yongdingmenwai of Beijing Metro Line 8 is deeply buried and contains water-rich sandy cobble stratum. In order to reduce the risk of gushing water and sandstone when the shield arrives, a soil reinforcement scheme is designed. Firstly, the way to reinforce is determined by comparing different methods; then according to theoretical calculation and experience analogy, the scope of soil reinforcement is obtained; finally, precipitation scheme is presented through theoretical calculation and numerical simulation. The results can provide reference for future design and construction of similar projects.

Key words: sandy pebble stratum; soil reinforcement of the end well of shield tunnel; rotary churning pile; reinforcement scope; precipitation scheme

(责任编辑 王建华)