

城市轨道交通车站半成岩深基坑围护结构变形特性研究^{*}

邹成路¹ 林 威² 罗文静¹ 周 彪^{2**} 谢雄耀²

(1. 广州地铁设计研究院股份有限公司, 510010, 广州; 2. 同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室, 200092, 上海//第一作者, 工程师)

摘 要 泥岩等半成岩地层在我国分布广泛,其遇水崩解,强度也随之急剧弱化,易导致基坑的大变形及坍塌。以南宁市半成岩地区城市轨道交通基坑建设为背景,对该市 20 个城市轨道交通车站深基坑的围护结构变形特性进行统计分析,探讨了深基坑围护结构变形随设计参数及地层分布的变化规律。进一步以南宁市轨道交通 3 号线青秀山站超深基坑(最大开挖深度为 58.7 m)为案例,综合工程实测与三维数值模拟,分析了半成岩地区超深基坑围护结构的变形特性。

关键词 城市轨道交通车站;深基坑;超深基坑;半成岩;围护结构;变形特性

中图分类号 TU433

DOI:10.16037/j.1007-869x.2022.03.032

Research on Deformation Characteristics of the Enclosure Structure of Urban Rail Transit Deep Foundation Pit in Semi-diagenetic Rock Area

ZOU Chenglu, LIN Wei, LUO Wenjing, ZHOU Biao, XIE Xiongyao

Abstract Semi-diagenetic rock layer with such as mudstone are widely distributed in China. When encountering water, semi-diagenetic rock deconstructs, and its strength drastically weakens, which will easily lead to large deformation and collapse accidents of foundation pit. Taking the construction of urban rail transit pit in semi-diagenetic rock area of Nanning as background, statistical analysis of enclosure structure deformation characteristics of 20 urban rail transit deep foundation pits is carried out. The variation law of deep foundation pit enclosure structure deformation according to design parameters and stratum distribution is discussed. In addition, taking Qingxiushan station foundation pit of Nanning Rail Transit Line 3

(maximum excavation depth of 58.7 m) as study case, by comprehensively carrying out engineering measurement and three-dimensional numerical simulation, the deformation characteristics of ultra-deep foundation pit enclosure structure in semi-diagenetic rock area is analyzed.

Key words urban rail transit station; deep foundation pit; ultra-deep foundation pit; semi-diagenetic rock; enclosure structure; deformation characteristics

First-author's address Guangzhou Metro Design & Research Institute Co., Ltd., 510010, Guangzhou, China

泥岩等半成岩地层在我国的西北、西南及华南地区广泛分布^[1-4]。半成岩是一种第三系未完全沉积变质的特殊岩石,具有土和岩石的特征。现行的各种规范对此类岩石的承载力尚未作出明确的规定。目前对于半成岩的工程特征、力学性能已有部分研究。文献[4]通过数值模拟软件计算结果与实测数据对比来研究半成岩地层桩撑支护结构深基坑的变形规律,分析桩体变形特征及最大侧向位移发生位置。文献[5]研究发现半成岩在微观结构上有明显不同于土和岩石的弱胶结结构特征,在含水率达到饱和后其胶结结构易遭破坏,在宏观力学性能上受含水率影响明显,且各项强度指标均介于软岩与土之间。文献[6]采用南宁城市轨道交通某基坑的泥岩试样进行了长期压缩试验,发现其压缩性与国内其他地区的黏土存在明显差异。文献[7]收集了苏州市 34 个基坑工程的实测数据,对比分析了苏州市采用不同挡土结构、不同形状的大尺度深基坑的变形特性。上述研究对于分析半成岩地区变形特性提供了良好的方法基础,但针对半成岩与围

^{*} 国家自然科学基金重点项目(52038008);上海市科委重大专项(2017SHZDZX02)

^{**} 通信作者

护结构间相互作用及其变形特性的研究仍然不足。为此,本文以南宁轨道交通的工程建设为背景,采用统计分析方法,通过现场测试及数值模拟,系统分析了城市轨道交通深基坑、超深基坑的变形特性及其影响因素。

1 工程概况

1.1 半成岩深基坑工程案例概况

表1为南宁轨道交通20个半成岩深基坑车站的案例数据。这些车站均采用顺作法进行施工,围护结构为钻孔灌注桩或地下连续墙。除鹏飞路站和西乡塘客运站采用钢支撑外,其他车站的基坑均采用钢筋混凝土支撑。这些车站的基坑开挖深度大多为17.0~19.0 m,其中,朝阳广场站基坑最深,开挖深度达到32.6 m。

表1 南宁轨道交通半成岩地区案例车站的深基坑数据
Tab.1 Case of deep foundation pit station in Nanning semi-diagenetic rock area

车站名	围护结构形式	开挖深度/m	围护结构插入深度/m	围护结构最大侧向位移/mm
石埠站	钻孔灌注桩	18.8	4.1	74.9
南职院站	钻孔灌注桩	18.0	4.0	27.8
鹏飞路站	钻孔灌注桩	15.7	4.8	51.6
西乡塘客运站	地下连续墙	17.4	8.6	32.4
鲁班路站	地下连续墙	17.5	8.5	39.1
广西大学站	地下连续墙	17.9	8.9	23.0
白苍岭站	地下连续墙	18.3	10.5	27.2
火车站站	地下连续墙	21.5	9.0	19.0
朝阳广场站	地下连续墙	32.6	9.2	27.7
新民路站	地下连续墙	17.4	7.2	27.5
民族广场站	地下连续墙	16.8	11.2	17.1
麻村站	地下连续墙	17.1	7.0	66.3
南湖站	地下连续墙	18.0	9.0	44.2
金湖广场站	地下连续墙	17.2	11.6	26.1
会展中心站	钻孔灌注桩	18.0	7.0	30.9
东盟商务区	钻孔灌注桩	20.5	7.0	42.3
凤岭站	钻孔灌注桩	16.6	6.0	31.7
琅东客运站	钻孔灌注桩	20.0	7.0	23.4
百花岭站	钻孔灌注桩	17.0	7.0	16.7
佛子岭站	钻孔灌注桩	18.0	6.0	30.4

注:围护结构插入深度是指围护结构在开挖面以下的深度。

1.2 超深基坑案例工程概况

为配合大埋深车站站台层暗挖施工的建设需求,南宁轨道交通3号线青秀山站北侧1号风亭组的底部埋深达58.7 m,为此,该站的基坑围护结构采用48根钻孔灌注桩。这些钻孔灌注桩的桩径为1 500 mm、桩间距为1 900 mm,桩顶设置了长度、宽度均为1 500 mm的冠梁。该基坑在竖向设置了12道内支撑,其中:第一道(冠梁处)和第十二道(底板上方)为临时的钢筋混凝土支撑;中间十道为主体结构框架梁,兼做内支撑。图1是该基坑的支护结构断面,图2是该基坑平面布置图。

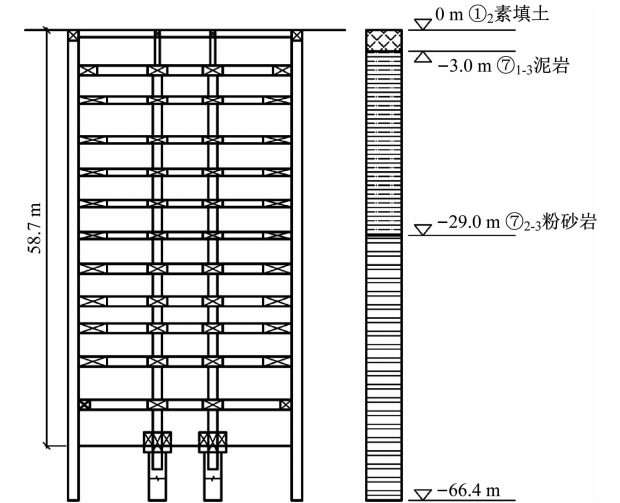


图1 青秀山站超深基坑支护结构断面图
Fig.1 Section drawing of Qingxiushan station ultra-deep foundation pit retaining and protection structure

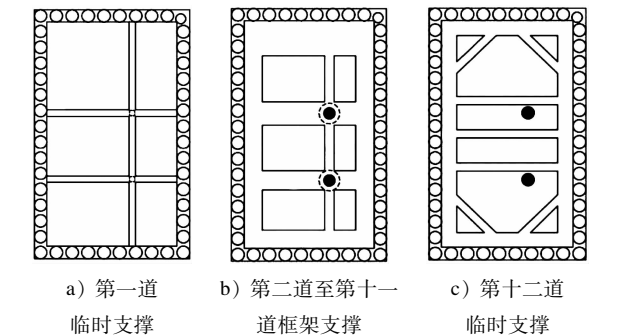


图2 青秀山站超深基坑内各道支撑的平面布置图
Fig.2 Planar diagram of each support arrangement in the ultra-deep foundation pit of Qingxiushan station

2 半成岩深基坑围护结构的变形特性分析

2.1 侧向位移特性统计分析

设半成岩基坑围护结构的最大侧向位移为 δ_{hm} 、基坑开挖深度为 H 。将深度为 h 处的围护结构的侧

向位移与 δ_{hm} 的比值定义为围护结构相对侧向位移， h 与 H 的比值定义为围护结构相对深度。图 3 为 13 个深基坑围护结构的相对侧向位移分布曲线，其中，侧向位移以指向基坑内部为正。围护结构变形随开挖深度呈中间大、两头小的单峰曲线，变形较大区域位于 $(0.4 \sim 0.8) H$ 范围内。

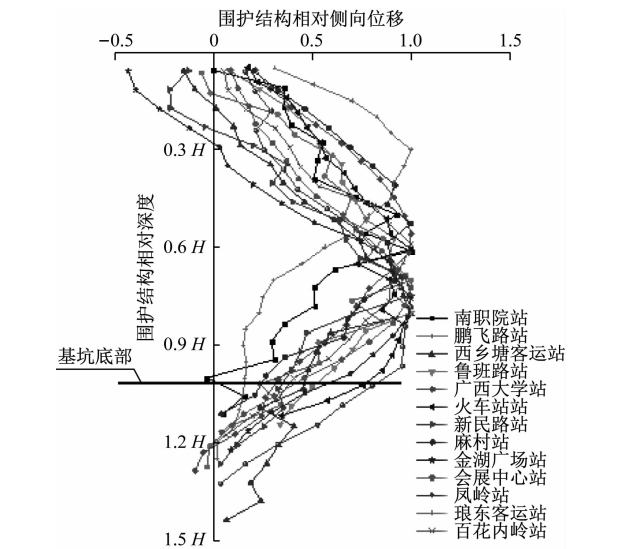


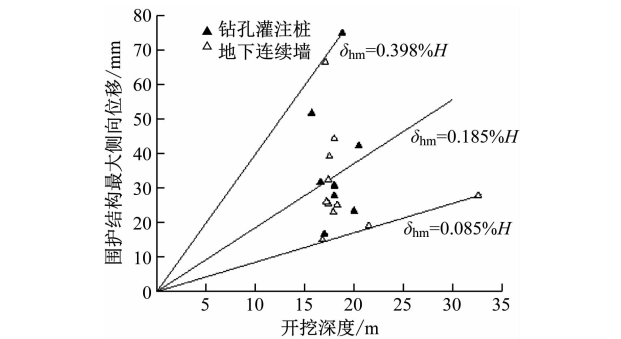
图 3 半成岩案例深基坑围护结构相对侧向位移分布曲线
Fig. 3 Relative lateral displacement distribution curve of deep foundation pit enclosure structure in semi-diagenetic rock area

2.2 深基坑围护结构变形的影响因素分析

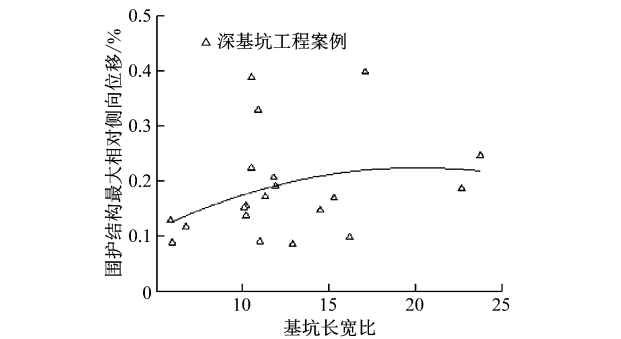
本文进一步研究半成岩案例深基坑围护结构变形随基坑几何尺寸、围护结构插入深度与开挖深度的比值(以下简称“围护结构插入比”)、地层厚度变化的变化规律。

2.2.1 基坑几何尺寸

图 4 a) 中展示了各个案例深基坑围护结构开挖过程中 δ_{hm} 与 H 的关系,可以看出:基坑围护结构的最大侧向位移在 $0.085\% H$ 至 $0.398\% H$ 之间,平均值为 $0.185\% H$ 。将围护结构最大侧向位移与 H 的比值定义为围护结构相对最大侧向位移,则围护结构相对最大侧向位移与基坑长宽比(基坑长度与宽度的比值)之间的关系如图 4 b) 所示。经分析可知:基坑的长度与宽度越接近(即基坑长宽比越小),基坑的空间效应越强,短边对长边的约束作用越明显,从而使得围护结构的变形越小。当基坑长宽比大于某一限值后,即使基坑长宽比数值再增加,围护结构的变形也基本维持不变,此时近似于平面应变状态。



a) 围护结构最大侧向位移与基坑开挖深度的关系



b) 围护结构最大相对侧向位移与基坑长宽比的关系

图 4 基坑围护结构最大侧向位移与基坑几何尺寸的关系
Fig. 4 Relationship between the maximum lateral displacement of the retaining structure and the geometric size of the foundation pit

2.2.2 围护结构插入比

案例基坑围护结构最大相对侧向位移与围护结构插入比之间的关系如图 5 所示。半成岩地区基坑插入比存在拐点效应,围护结构最大相对侧向位移随插入比的增大而减小,当插入比大于 0.5 时,拟合曲线趋于平缓,此时若继续增大围护结构插入比,基坑的变形控制效果提升不明显。

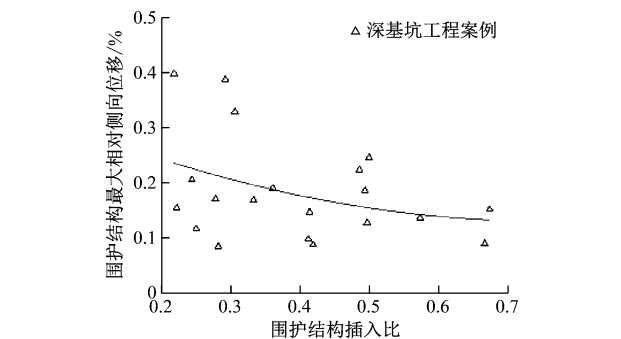


图 5 基坑围护结构最大相对侧向位移与基坑围护结构插入比的关系

Fig. 5 Relationship between the maximum lateral displacement and the insertion ratio of foundation pit enclosure structure

2.2.3 半成岩地层厚度

将半成岩层的厚度与围护结构长度的比值定义为半成岩影响系数,其与围护结构最大相对侧向位移之间的关系如图 6 所示。从图 6 可以看出:半成岩影响系数越大,围护结构的最大相对侧向位移越大。相比其他常见的黏土地层,半成岩地层中的基坑围护结构会出现更大的变形。半成岩具有膨胀性,基坑开挖过程中含水量增加会导致半成岩产生膨胀附加应力,进而导致围护结构变形的增加。

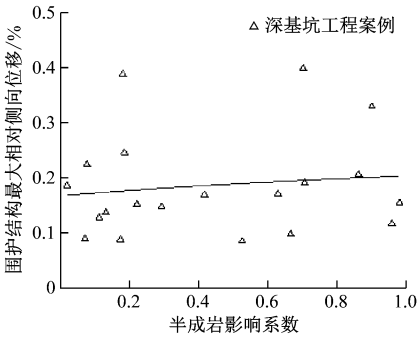


图 6 基坑围护结构最大相对侧向位移与半成岩影响系数的关系

Fig. 6 Relationship between the maximum relative lateral displacement and the semi-diagenetic rock influencing factors of foundation pit enclosure structure

3 半成岩超深基坑围护结构的变形特性分析

3.1 案例基坑的变形监测数据

对青秀山站超深基坑工程中实测得到的围护结构侧向位移数据进行整理,选取开挖至第二道支撑、第四道支撑、第九道支撑、基坑底部,以及浇筑好底板时的监测数据进行分析,不同施工阶段下基坑长边中点处的侧向位移曲线如图 7 所示。随着开

挖深度的加大,该测点围护结构的侧向位移持续增加,但呈现出明显的边际递减趋势。

在开挖至第九道支撑前,该测点围护结构侧向位移基本是一个向外凸的单峰曲线,峰值位于泥岩地层中;开挖至第九道支撑后,该测点围护结构侧向位移在粉砂岩地层中发生了上翘,出现“双峰值”变形趋势。随着基坑的开挖,该测点发生最大侧向位移的纵向位置持续向下,同样也呈现出明显的边际递减趋势。

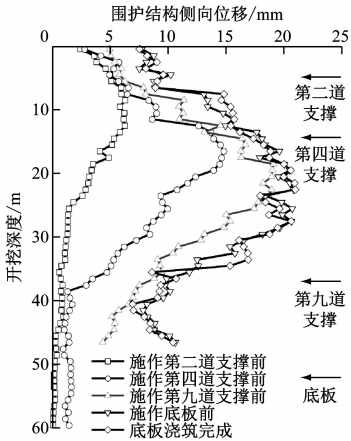


图 7 基坑长边中点处围护结构实测侧向位移曲线

Fig. 7 Measured lateral displacement curve of the enclosure structure at the midpoint of the foundation pit long side

3.2 半成岩超深基坑三维数值模拟

本工程采用 Plaxis 3D 有限元软件进行建模分析。为了消除边界影响,模型的长度和宽度均取基坑开挖深度的 4 倍,模型的高度取基坑开挖深度的 2 倍。模型底部采用固端边界约束,四周均采用可沿竖向滑动的单向边界约束。案例基坑各地层选取的本构关系和调整计算参数如表 2 所示。

表 2 案例基坑的地层本构关系及计算参数

Tab. 2 Stratigraphic constitutive relationship and calculation parameters of case foundation pit

地层名	本构关系	非饱和重度 /(kN/m ³)	饱和重度 /(kN/m ³)	有效弹性 模量/kPa	三轴固结排水 剪切试验参考 割线模量/kPa	固结试验参考 切线模量/kPa	三轴固结排水 卸载-再加载试验 参考卸载再加载 模量/kPa	黏聚力 /kPa
素填土	摩尔库仑	19.7	21.7	5 000				11
泥岩	土体硬化	21.1	23.1		20 000	20 000	60 000	80
粉砂岩	土体硬化	22.0	24.0		30 000	30 000	90 000	60

通过三维数值模型模拟得到各施工阶段基坑长边中点处围护结构的侧向位移曲线,与实测数据

进行对比,其结果如图 8 所示。在开挖至第七道支撑之前,该测点侧向位移最大峰值的位置是不断下

移的,开挖至第七道支撑后其最大峰值的位置固定在泥岩和粉砂岩的分界线上,且峰值数值大小也基本不变;开挖至第十道支撑后,位于粉砂岩层中的次峰形成,其位置靠近基底。从整体看,基坑长边中点处的侧向位移呈现上高下低的双峰模式。

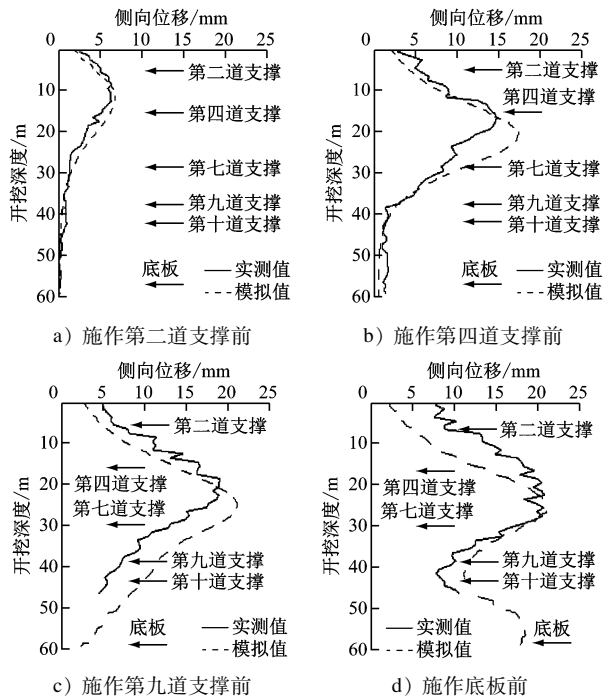


图8 各施工阶段基坑长边中点围护结构处侧向位移模拟值与实测值的对比

Fig. 8 Comparison between simulated and measured lateral displacement value of the enclosure structure at the midpoint of the foundation pit long side

4 半成岩超深基坑围护结构变形影响因素分析

4.1 地质条件

弹性模量 E 、黏聚力 c 及内摩擦角 φ 3 个参数是对土体性质影响较大的参数。为了研究半成岩岩体参数不同对超深基坑工程的影响,本文采用控制变量法,通过固定 2 个参数、改变 1 个参数的方式来模拟各种参数条件下的基坑开挖过程,并对这些参数在基坑围护结构变形中的敏感性进行分析。将 E 、 φ 和 c 分别减小 20%、分别减小 10% 和分别增大 10%、分别增大 20%,以研究岩体力学性质对于超深基坑围护结构最大侧向位移的影响。

结果表明, φ 和岩体整体性质对围护结构最大侧向位移的影响趋势较为一致,而且 4 种状态下 φ 产生的最大侧向位移变化值的占比均超过 50%,可

见 φ 对围护结构变形的影响最为显著。 E 和 c 对应的位移曲线与土体整体性质偏离较大。4 种状态下 c 对应的围护结构最大侧向位移变化值的占比均低于 10%,可见 c 对围护结构变形的影响十分微弱。

4.2 水位高度变化

超深基坑工程的降水代价高昂,合理采用止水帷幕等措施可以降低成本,因此,有必要对基坑内水位高度对围护结构的变形影响进行研究。分别设置全水位、高水位(地下水位在地面以下 25% 开挖深度处)、半水位(地下水位在地面以下 50% 开挖深度处)、低水位(地下水位在地面以下 75% 开挖深度处)、零水位等不同情况,分别进行计算分析。由于半成岩遇水易崩解软化,其与水作用的机理仍有待研究,本文采取水土分算方式进行数值模拟。随着水位的下降,围护结构最大侧向位移迅速减小,全水位工况下围护结构最大侧向位移是零水位工况下的 2.23 倍,低水位和零水位下的最大侧向位移相差不大。由此可知,当水位较高时,为了控制围护结构的变形,应采用降水措施;当水位较低时,围护结构变形较为可控,可以通过水泥土搅拌桩或旋喷桩等进行止水,以在控制围护结构变形的同时降低施工成本。

5 结语

本文以南宁轨道交通 20 座深基坑车站及 3 号线青秀山站 1 号风亭超深基坑为背景,采用工程实测数据与三维数值模拟相结合的方法,研究了半成岩地区深基坑围护结构的变形特性,得到以下结论:

1) 对于半成岩一般深基坑,围护结构侧向位移模式为沿墙身呈“弓形”单峰曲线分布,侧向位移相对较大的区域主要集中在地表以下 $(0.4 \sim 0.8) H$ 范围内;不同深基坑最大侧向位移的最小值、平均值和最大值分别为 $0.085\% H$ 、 $0.177\% H$ 、 $0.398\% H$ 。

2) 半成岩深基坑的长度与宽度越接近,则基坑的空间效应越强,基坑变形越小;当基坑插入比大于 0.5 时,其围护结构变形随插入比变化不明显。

3) 对于半成岩超深基坑,随着开挖工序的进行,其围护结构侧向位移不断增加,但呈现明显的边际递减趋势,发生最大侧向位移的位置也在不断下降。要注意优化设计参数,并采取土体加固、施作止水帷幕等施工控制措施,防止围护结构发生较大的变形。

4) 岩体内摩擦角对围护结构变形的影响显著,

而黏聚力对围护结构变形的影响则较小。水位高度对于半成岩超深基坑围护结构变形有显著的影响。半成岩与水相互作用机理十分重要,有待深入研究。

参考文献

- [1] 冷雅梅. 胡麻岭隧道第三系富水低渗透性粉细砂地层施工方法和工程措施探讨[J]. 现代隧道技术, 2013(2): 158.
LENG Yamei. On construction methods and measures for the Humaling Tunnel in water-rich tertiary silty fine sand with low permeability[J]. Modern Tunnelling Technology, 2013(2): 158.
- [2] 何国富, 张连中. 海南洋浦湾北侧更新世半成岩胶结砂层工程特性分析[J]. 勘察科学技术, 2014(1): 35.
HE Guofu, ZHANG Lianzhong. Analysis of engineering characters for pleistocene epoch half-diagenesis cemented sand in north of Hainan Yangpu Bay[J]. Site Investigation Science and Technology, 2014(1): 35.
- [3] 徐永利. 宝鸡新近系上新统半成岩黏性土工程地质特性初探[J]. 陕西地质, 2015(2): 94.
XU Yongli. Characteristics of semi-rock cohesive soil engineering geology of the pliocene series of neogene system in Baoji[J]. Geology of Shaanxi, 2015(2): 94.

- [4] 向亮. 富水半成岩砂岩地层地铁车站深基坑变形监测与数值模拟分析[J]. 铁道标准设计, 2017(11): 121.
XIANG Liang. Monitoring and numerical simulation of a deep foundation pit of a metro transfer station in water-rich sandstone strata[J]. Railway Standard Design, 2017(11): 121.
- [5] 杜宇翔, 盛谦, 王帅, 等. 昔格达组半成岩微观结构与力学性质研究[J]. 岩土力学, 2019(4): 1247.
DU Yuxiang, SHENG Qian, WANG Shuai, et al. Study of micro-structure and mechanical properties of semi-diagenetic rock of Xigeda Formation [J]. Rock and Soil Mechanics, 2019(4): 1247.
- [6] 马少坤, 赵乃峰, 周东, 等. 南宁膨胀土长期压缩特性研究[J]. 岩土力学, 2013(8): 2280.
MA Shaokun, ZHAO Naifeng, ZHOU Dong, et al. Characteristics study of long-term compressibility of Nanning expansive soil[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013(8): 2280.
- [7] 廖少明, 魏仕锋, 谭勇, 等. 苏州地区大尺度深基坑变形性状实测分析[J]. 岩土工程学报, 2015(3): 458.
LIAO Shaoming, WEI Shifeng, TAN Yong, et al. Field performance of large-scale deep excavations in Suzhou[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015(3): 458.

(收稿日期: 2021-06-15)

(上接第 149 页)

扰电流的最大值为 0.7 A 左右, 综合电气柜外部 110 V 直流电缆上的串扰电流的最大值为 0.9 A 左右, 均小于 1.0 A。可见, 当两线的间距为 10 mm 时, 110 V 直流电缆供电的设备能够不受 440 V 交流电缆瞬态脉冲信号的影响。

4 结语

由上文分析可知, CRH3G 型高速动车组车载电气柜内存在不同电压的线缆, 在空开不动作或 440 V 交流电缆中不存在大的脉冲骚扰信号时, 不会影响 110 V 弱电设备的正常工作, 否则有可能导致 110 V 设备误动作。当不同电压的两线之间的距离增大到 10 mm 时, 可明显降低瞬态骚扰信号的串扰, 所以, 在空间允许的情况下, 应适当加大线缆之间的距离。若隔离距离无法满足要求时, 应采用分线槽布线的方式, 以尽可能减少线间串扰。

参考文献

- [1] 沙斐. 机电一体化系统的电磁兼容技术[M]. 北京: 中国电力

出版社, 1999: 55.

- SHA Fei. Machinery electromagnetic compatibility technology of machatronics system[M]. Beijing: Chinese Electric Power Press, 1999: 55.
- [2] 大卫 A 韦斯顿. 电磁兼容原理与应用[M]. 北京: 机械工业出版社, 2006: 104.
WESTON D A. Electromagnetic compatibility principles and applications[M]. Beijing: China Machine Press, 2006: 104.
- [3] 袁国良. 电磁场与电磁波[M]. 北京: 清华大学出版社, 2008: 34.
YUAN Guoliang. Electromagnetic field and electromagnetic wave [M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2008: 34.
- [4] 何石磊, 张秋红, 孙少婧. CRH3G 项目高速动车组电气柜安装设计浅析[J]. 现代制造技术与装备, 2013(3): 30.
HE Shilei, ZHANG Qiuhong, SUN Shaojing. Brief analysis of electrical cabinets installation in CRH3G project high-speed EMU [J]. Modern Manufacturing Technology and Equipment, 2013(3): 30.

(收稿日期: 2020-03-10)