

降水导洞及正线隧道下穿砌体建筑物的施工影响

张志学

(中铁十六局集团地铁工程有限公司,北京 101116)

摘要:以北京地铁 8 号线三期工程王府井北站—王府井站区间隧道近距离下穿懋隆黄金砌体结构建筑物为背景,通过对建筑物现状调查、检测和评估,确定了建筑物变形控制标准。以砌体结构房屋局部倾斜和最大沉降量为指标,分析了降水导洞和区间隧道施工对临近懋隆黄金的影响。研究表明:采用数值模拟方法,分析其在自重作用下发生的变形情况,作为建筑物建成后的累计变形,可以为建筑物变形控制指标的确定提供参考依据;降水导洞下穿砌体结构建筑物的施工过程中,采用的超前加固措施,可以有效减少施工对地表建筑物的影响,确保降水导洞和区间隧道施工过程中地表建筑物的结构安全。

关键词:地铁隧道;下穿建筑物;砌体结构;降水导洞;施工影响

DOI:10.13219/j.gjgyat.2022.03.010

中图分类号:U455.41 **文献标识码:**B **文章编号:**1672-3953(2022)03-0038-006

在城市中修建地铁隧道时,时常面临着地下水位高、地表建筑物多、周边环境复杂、交通导改困难等难题,尤其是在富水地层采用矿山法隧道下穿建筑物时,施工中既要降低地下水位满足暗挖要求,又要减少暗挖施工对建筑物的扰动,工程难度极大。因此,在采用暗挖法隧道下穿建筑物时,如何确保上方建筑物的安全显得尤为重要。

目前的研究成果大多数针对实际工程,根据经验确定隧道下穿建筑物的变形控制标准,通过数值模拟和现场实测,分析隧道施工和加固措施对地表建筑物的影响^[1-5]。而针对建筑物的现状实际情况,通过估算,拟定建筑物变形控制的建议标准,在区间隧道下穿建筑物之前施工下穿建筑物的降水导洞等工程案例较为少见。本文以北京地铁 8 号线三期工程王府井北站—王府井站区间隧道下穿懋隆黄金为背景,对此展开针对性研究。

1 工程概况

北京地铁 8 号线三期工程王府井北站—王府井站区间起讫里程 K28+805.126—K29+393.160,全长 588.034 m。区间纵断面呈单向坡,北高南低,区间隧道顶板覆土厚度约 21.40~24.17 m,隧道底板标高在 13.16~18.20 m。

区间隧道采用单线单洞的断面形式,宽约 6.2

m,高约 6.5 m。隧道结构采用由钢格栅+喷射混凝土的初期支护和模注钢筋混凝土的二次衬砌构成,两层衬砌之间设柔性防水层,断面施工方法为台阶法。

懋隆黄金建筑物位于北京市东城区王府井大街 229 号,现作为商铺使用,其建筑外观如图 1 所示。懋隆黄金建筑始建于 20 世纪二三十年代,为砖砌体结构,地上三层,局部地下一层(南侧),建筑总高度为 12.05 m。其平面布置呈较规则的矩形,平面总长为 14.08 m,总宽为 8.58 m。该建筑无圈梁及构造柱,外墙厚 370 mm,内墙厚 240 mm,墙体均采用烧结砖及混合砂浆砌筑,除屋面板采用夹心板轻钢屋盖外,其余楼层楼面板均采用现浇钢筋混凝土板,板厚为 100 mm。基础为墙下石砌条形基础,有地下室部分基础埋深约为 3.0 m,无地下室部分约为 0.5 m 左右。



图 1 懋隆黄金建筑现状外观

暗挖区间施工采用导洞降水,导洞采用矿山法施工。在区间隧道上方单独施工降水导洞,洞内打降水井,对潜水层进行抽排或将其渗透至下层地下水。区间范围内降水导洞初期支护净空定为 4.85

收稿日期:2022-01-03
作者简介:张志学(1989—),男,工程师,主要从事地铁及地下空间施工管理工作。1007495725@qq.com

m $\times$ 6.768 m 的拱形断面,衬砌厚度拟定为 350 mm,支护形式为 C25 喷射混凝土+钢格栅,钢格栅间距 0.5 m。为加强支护结构的刚度,下穿懋隆黄金的西线降水导洞采用超前大管棚+全断面深孔注浆的超前加固,加固范围 50 m,如图 2 所示。注浆材料采用水泥砂浆,地层注浆加固后单轴抗压强度应达到 0.6~0.8 MPa,渗透系数不大于 1×10^{-6} cm/s。

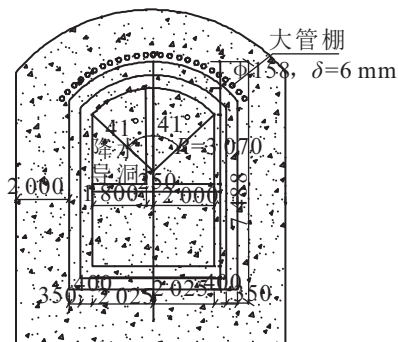


图 2 西线下穿懋隆黄金的降水导洞加固(单位:mm)

区间降水导洞西线在里程 $KX+393-KX+426$ 附近下穿懋隆黄金,该建筑紧临新建区间隧道,两者边线间距为 5 m。区间隧道、降水导洞与建筑物关系如图 3 所示。

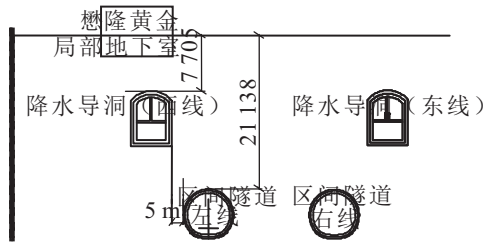


图3 懋隆黄金建筑与隧道及导洞剖面位置关系

工程所在场区地层分布如下:杂填土①层,粉质黏土③₁层,卵石、圆砾④层,细砂、中砂④₁层,粉质黏土⑤层,卵石、圆砾⑥层,细砂、中砂⑥₁层,中砂、细砂⑦₁层,粉质黏土⑦₃层,粉质黏土⑨层。场区内量测到4层地下水,分别是:上层滞水(水位埋深4.00~6.00 m、水位标高40.33~41.98 m)、层间水(水位埋深19.10~21.10 m、水位标高25.13~27.32 m)、潜水~承压水(水位埋深26.30~27.10 m、水位标高19.16~20.03 m)和承压水(水位埋深27.60~30.70 m、水位标高15.53~18.59 m)。

根据《北京市轨道交通工程建设安全风险技术管理体系》的相关规定,区间降水导洞及正线隧道下穿懋隆黄金建筑物为一级风险源。施工前应对既有

建筑进行安全评估,并依据评估分析结果评价区间导洞及隧道对既有建筑物正常使用状态的影响,为环境风险工程设计、优化以及既有建筑物保护提供设计依据,保证区间导洞及隧道施工过程中建筑物的结构安全。

2 建筑物现状调查与检测

2.1 建筑物外观损伤情况检查

现场在可测外露区域,对主体结构外观损伤进行检查,主要发现:地下一层墙体局部出现竖向开裂、渗水及抹灰脱落现象;一层墙体及抹灰局部出现竖向开裂现象,二层个别梁和顶板出现局部露筋、钢筋锈蚀现象;屋面板局部下挠,部分装饰层局部破坏等。

2.2 建筑物现状倾斜情况测量

根据《民用建筑可靠性鉴定标准》(GB 50292—2015),砖墙承重的多层砌体结构,不会明显影响结构正常使用的结构顶点位移允许值为 $H/550$,其中 H 为结构顶点高度。懋隆黄金对应的高度 H 为 12 050 mm,故结构顶点位移允许值为 21.9 mm。

根据倾斜测量结果,该建筑各测点顶点位移值最大不超过 14.0 mm。对照上述标准,小于结构顶点位移允许值为 21.9 mm,结构倾斜变形尚不会明显影响现有结构的安全使用。

2.3 结构材料强度检测

对于砌筑砖、砂浆及混凝土构件的强度检测均采用回弹法,并利用酚酞试剂对砌筑砂浆及混凝土构件的碳化深度进行抽测。

各建筑材料的强度评定结果为:承重墙体的砖强度可达 MU7.5 级的要求,砌筑砂浆强度可达 M2.5 级的要求,混凝土构件的强度可达到 C20 级的要求。由于该楼房建成年代较早,参照《民用建筑可靠性鉴定标准》(GB 50292—2015)附录 K 老龄混凝土回弹值龄期修正的规定,取龄期修正系数为 0.82。

砂浆及混凝土碳化深度检测结果为:砌筑砂浆的碳化深度介于 5.5~6.0 mm,混凝土构件的碳化深度介于 15.5~17.5 mm。混凝土碳化已接近混凝土板最外层钢筋,钢筋锈蚀的可能性较大。

2.4 钢筋保护层厚度及其配置情况检测

采用钢筋定位仪对构件钢筋保护层厚度进行抽测,结果表明:主体结构中混凝土梁最外层钢筋的保护层厚度基本介于 26~33 mm。

采用钢筋定位仪对构件钢筋数量和间距进行检测,结果表明:混凝土梁箍筋间距基本介于 180~200 mm,梁底主筋根数为 4 根。

3 建筑物变形控制标准确定

《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2011)和《北京地区建筑地基基础勘察设计规范》(DBJ 11-501—2009)均对建筑物的允许变形、差异变形进行了规定。对于既有建筑物,为了合理确定所评估建筑物目前的允许变形,首先需要对其建成后已发生的变形进行调查,然后根据规范的要求,确定其“剩余安全度”。

懋隆黄金建筑物资料缺失严重,很难依靠常规测量方法推测建筑物基础的累计总变形量。因此,采用 Z_Soil 数值模拟技术,同时对比分析周围已有类似结构在自重作用下的变形监测资料,分析建筑物在自重作用下已经发生的变形,作为后续评估工作的参考。

3.1 计算模型建立

考虑到隧道开挖空间效应的影响,模型长度在隧道左右两边各取 6 倍的隧道直径,且满足建筑物边缘与模型边缘距离不小于 30 m;模型宽度取至建筑物模型外边缘 30 m;在模型高度方面,隧道以上取至地表,隧道以下取 3 倍的隧道直径。建立的三维计算模型尺寸为 110 m×100 m×51 m,共计 40 000 个单元,三维计算模型如图 4 所示。在模型的底面处施加竖向位移约束,模型的侧面处施加水平位移约束。

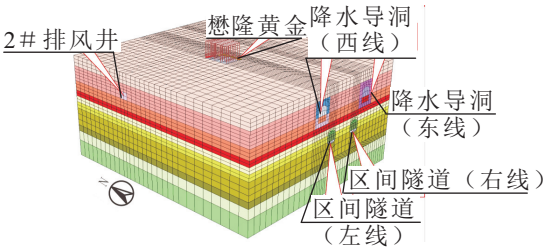


图 4 三维计算模型

3.2 计算参数确定

土体本构关系采用小应变硬化模型。根据现场地质勘查,降水导洞所处地层为③₁、④₁层,区间隧道处于④、⑤、⑥₁层,地层参数详见表 1。

3.3 计算结果分析

懋隆黄金建筑物自重引起的变形分析结果如图 5 所示。该建筑最大沉降量为 34.7 mm,位于建筑

表 1 地层土体的计算参数

名称	弹性模量/MPa	泊松比	重度/(kN·m ⁻³)	黏聚力/kPa	内摩擦角/°
杂填土①	5	0.32	17	0	12
粉质黏土③ ₁	7.6	0.26	19.9	31	14.7
细砂-中砂④ ₁	35	0.23	20	0	30
卵石-圆砾④	55	0.22	22	0	35
粉质黏土⑤	11.3	0.25	19.7	51	10.7
细砂-中砂⑥ ₁	50	0.22	20	0	35
卵石-圆砾⑥	85	0.22	22.5	0	45

物的东北角;最大局部倾斜为 1.1‰,位于建筑物北侧。

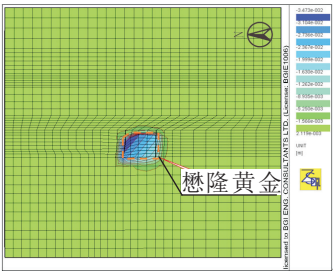


图 5 懋隆黄金建筑物自重沉降等值线(单位:mm)

3.4 建筑物变形控制标准建议

根据《北京地区建筑地基基础勘察设计规范》(DBJ 11-501—2009)的规定,地基土为一般第四纪黏性土及黏质粉土的砌体承重结构(独立基础或条形基础),长期最大允许沉降量为 50 mm。

参照《民用建筑可靠性鉴定标准》(GB 50292—2015),砖墙承重的多层砌体结构,不会明显影响结构正常使用的结构顶点位移允许值为 $H/550$,换算整体倾斜度为 1.82‰。

根据《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2011)的有关规定:对于高度在 24 m 以下的多层建筑,其整体倾斜控制标准为 4.0‰,砌体承重结构基础的局部倾斜不超过 2.00‰。

根据该建筑物由自重引起的变形分析结果,懋隆黄金建筑物最大沉降量为 34.7 mm,最大局部倾斜为 1.1‰;根据现状建筑物倾斜测量结果,懋隆黄金墙体整体最大倾斜度为 1.2‰。考虑到导洞及隧道施工可能引起建筑物地基沉降特点及沉降范围复杂性,后期施工造成建筑物的最大沉降不能超过 10 mm,局部倾斜不能大于 0.5‰。

4 导洞及隧道施工对建筑物变形影响

4.1 建模方案

区间隧道、降水导洞与懋隆黄金建筑物的位置

关系如图 6 所示。

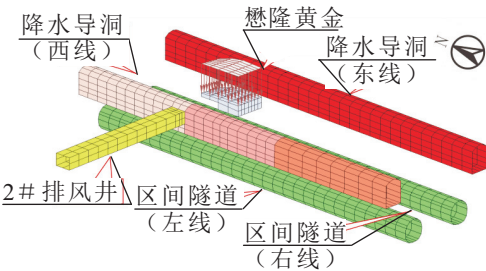


图 6 区间隧道、降水导洞与懋隆黄金建筑物的位置关系

降水导洞(包括排风井)、隧道结构均采用 shell 单元模拟,建筑物采用等效均布荷载+考虑一定刚度的实体单元来模拟。降水导洞的超前大管棚+全断面深孔注浆超前加固采用实体单元进行模拟,管棚作用及注浆体参数综合考虑并参考经验来确定。区间隧道和降水导洞等结构计算参数如表 2 所示。

表 2 区间结构计算参数

名称	弹性模量/MPa	泊松比	重度/(kN·m ⁻³)
超前注浆	60	0.25	22
初期支护	28 000	0.22	25
二次衬砌	31 500	0.20	25
导洞初支	30 000	0.22	25
导洞土体加固	150	0.23	22
砌体结构房屋基础	20 000	0.20	25

4.2 施工过程模拟

根据现场施工方案,施工顺序模拟简化为:①施工降水导洞西线至预加固起始位置;②施工导洞西线至建筑物位置;③施工导洞西线至建筑物中间位置;④施工导洞西线至开始离开建筑物;⑤施工导洞西线至预加固段结束;⑥继续施工导洞西线至模型边界;⑦施工导洞东线;⑧施工隧道左线;⑨施工隧道右线;⑩施工 2#排风井。

4.3 计算结果分析

降水导洞西线施工完成后,地表及建筑物沉降如图 7 所示。从图 7 可知,当降水导洞西线施工完成后,地表最大沉降为 27.1 mm,懋隆黄金建筑物最大沉降为 6.0 mm,位于建筑物的东南角,最大局部倾斜 0.1‰,位于建筑物北侧(无地下室)部分。

地表及建筑物变形计算结果汇总如表 3 所示。根据表 3 的计算结果可知,采取加固措施后,导洞及隧道施工对懋隆黄金的影响基本在变形控制指标范围内,建筑物最终的最大变形略超过变形控制指标,需要在隧道施工中进一步提高施工质量,将建筑物变形控制在 10 mm 以内,以保证建筑物的安全。

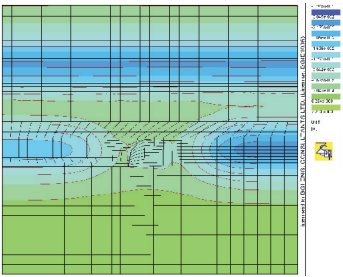


图 7 降水导洞西线完成后地表及建筑物沉降云图

表 3 地表及建筑物变形计算结果

施工步骤	最大地表沉降/mm	建筑物最大沉降数值/mm	位置	建筑物最大局部倾斜数值/‰	位置
⑥	27.1	6.0	东南角	0.1	北侧(无地下室)
⑦	29.9	9.5	东南角	0.1	北侧(无地下室)
⑧	31.0	10.66	东南角	0.1	北侧(无地下室)
⑨	31.0	10.69	东南角	0.1	北侧(无地下室)

此处需要说明的是,本文的分析主要针对降水导洞和正线隧道施工引起的建筑物变形,没有考虑降水施工产生的影响。由于降水导洞位于建筑物的下方,降水施工引起的建筑物不均匀沉降较小,对建筑物的结构安全影响较小。考虑到施工结束以后,地下水位逐渐恢复,降水施工引起的地表沉降也会有所恢复,故施工过程中,降水施工对建筑物的结构安全产生的影响较小。

5 实施效果评价

5.1 现场实施情况

目前,该项目已施工完成。通过对降水导洞及区间隧道施工过程中和施工结束后的现场勘察发现,懋隆黄金砌体建筑物未发现新的裂缝,原有裂缝宽度和长度未出现明显变化,建筑物沉降也控制在允许指标范围内。由此可见,降水导洞采用大管棚结合全断面注浆的加固方案,在降水导洞及区间隧道施工过程中未对建筑物产生较大的影响,确保了砌体结构建筑物的安全使用要求。

5.2 监测点布置

为了定量评价实施效果,施工过程中对建筑物的变形情况进行了监控量测。根据《城市轨道交通工程监测技术规范》(GB 50911—2013)的要求,在懋隆黄金建筑物的四角布置沉降点,且外墙每隔 6~10 m 设置 1 个沉降监测点,监测点的分布如图 8 所示。

5.3 监测数据分析

选取建筑物监测沉降点 JCJ21 为对象,分析降

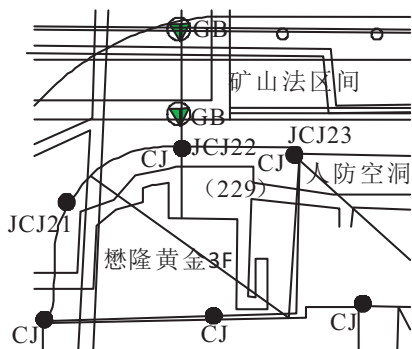


图8 懋隆黄金建筑沉降监测点布置

水导洞和区间隧道施工对建筑物的扰动影响。西线降水导洞施工期间,监测点 JCJ21 的实测数据如图 9 所示;左线区间隧道施工期间,其实测数据如图 10 所示。

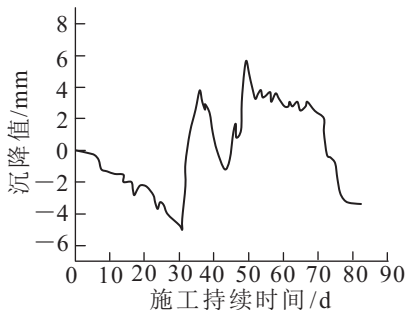


图9 西线导洞施工期间监测点 JCJ21 的实测数据

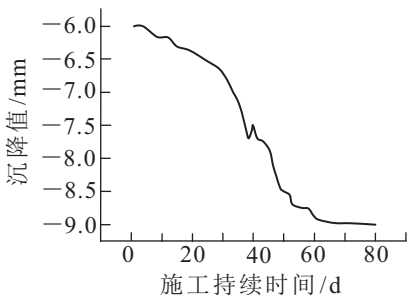


图10 左线隧道施工期间监测点 JCJ21 实测数据

由图 9 可知,随着西线降水导洞的施工,监测点 JCJ21 沉降值逐渐增加,在降水导洞开挖面距建筑物前 15 m 时,JCJ21 点最大沉降为 -4.85 mm。

在开挖面到达建筑物之前,监测点呈现先隆起后沉降的现象。这是因为开挖面离监测点较远时,超前注浆能弥补前方扰动较小地层的应力损失,当注浆压力比地层损失应力大,则地层就会出现隆起现象;但随着开挖面不断接近监测点,开挖所造成的应力损失远大于超前注浆的压力,则地层出现沉降。该阶段内,监测点 JCJ21 数据变化较大,最大变化量为 8.62 mm;当降水导洞施工至建筑物前,JCJ21 的最大隆起值为 0.5 mm。

当开挖面到达建筑物后,监测点又出现隆起现象,且隆起现象较前一阶段要大,主要是由于开挖面接近懋隆黄金建筑物,超前注浆压力对建筑物的影响较大的缘故。该阶段内,监测点 JCJ21 最大变化量为 5.15 mm,最大隆起值为 5.65 mm。当注浆加固完成开挖后,监测点出现持续下降,主要由于开挖施工产生的应力损失所导致的,西线降水导洞施工结束后,监测点的沉降值为 -3.35 mm。

由于超前预支护注浆压力的影响,东线导洞施工结束后,监测点 JCJ21 的沉降值为 -3.96 mm,认为东线导洞施工未对建筑物产生较大影响,故此处不再进行具体分析。

由图 10 可知,左线区间隧道下穿施工之前,由于降水施工的影响,导致地层固结沉降,造成监测点 JCJ21 的初始值为 -6.0 mm,相比降水导洞施工结束后的沉降值增加了 2.04 mm。左线隧道施工过程中,建筑物沉降逐渐增大。左线区间施工完成时,监测点沉降值为 -8.99 mm。由于右线隧道距离建筑物较远、埋深较大,右线区间施工结束后,实测监测点沉降值为 -9.06 mm;由于 2# 排风井与懋隆黄金之间有一定距离,且跨度较小,2# 排风井施工结束后,建筑物的沉降值为 -9.15 mm,未发生明显变化,故未对右线隧道和 2# 排风井施工监测进行分析。

对比现场实测数据与数值模拟结果可知:在数值模拟阶段,整个模拟过程未出现建筑物隆起现象,这是由于在有限元模拟软件中未能模拟出注浆压力对地层顶升的作用。施工过程中,现场实测数据的最大隆起和沉降值均未超过 10 mm,最大局部倾斜也未超过 0.2‰,表明降水导洞和区间隧道的施工过程未对地面建筑物产生过大的影响,建筑物满足安全使用要求。

6 结束语

(1)对于既有建筑物,如果建筑物资料缺失严重,采用数值模拟方法,分析其在自重作用下发生的变形情况,作为建筑物建成后的累计变形,可以为建筑物变形控制指标的确定提供参考依据。

(2)在地铁隧道下穿建筑物过程中,提高现场施工质量,也可以在一定程度上控制建筑物的变形。

参考文献

- [1]李梓亮,汤劲松,赵书银,等.盾构隧道下穿砌体结构住宅群的施工技术[J].城市轨道交通研究,2021,24(06):115-120,124.

(上转第 25 页)

formance of reinforced concrete members[J]. Finite Elements in Analysis and Design, 2002, 38(09): 835-861.

[3]邵光强,刘开,蒋丽忠,等.高速铁路桥墩等效塑性较长
度研究[J].铁道工程学报,2017,34(07):7.

[4]PAULAY T, PRIESTLEY M J N. Seismic design of re-
inforced concrete and masonry buildings[M]. New York:
Uily Interscience,1992.

[5]秦从律,张爱晖.基于截面纤维模型的弹塑性时程分析方

法[J].浙江大学学报(工学版),2005,39(07):6.

[6]嵇一,王菲.罕遇地震下城际铁路连续梁桥延性抗震
设计[J].铁道工程学报,2012(04):7.

[7]刘亚宾.高墩大跨 T 构连续梁延性抗震设计[J].铁道勘
察,2019,45(06):5.

[8]MANDER J B, PRIESTLEY M, PARK R. Theoretical
stress-strain model for confined concrete[J]. Journal of
Structural Engineering, 1988, 114(08):1804-1826.

Seismic Ductility Design of Continuous Beam for Urban Rail Transit

ZHANG Sujie

(China Railway Design Corporation, Tianjin 00308, China)

Abstract: Prestressed concrete continuous girder bridge is generally used in urban rail transit bridges when crossing the existing and planned roads. As a key fortification structure, seismic analysis is an important and controlled factor in bridge structure design. Research on elastic-plastic time-history analysis of a prestressed concrete continuous girder bridge (30+50+30) m from urban rail transit under rare earthquakes was carried out based on finite element analysis model of distributed fiber hinge built by Midas/Civil software.The results showed that, the P3 active pier and P2 stable fixed pier were not yielded under the longitudinal and latitudinal seismic force from seismic wave 1, respectively. Except that, the other piers yielded and went into plastic state.Furthermore, the ductility indicators, such as the vertical and horizontal shear resistance, deformation capacity of the piers, meet the requirements of the "Code for Seismic Design of Urban Rail Transit Structures".Combined with the result of the deformation,the structural performance levels determined, and it is estimated that the continuous girder bridge meets the requirements of key fortification structures.

Key words: urban rail transit; continuous beam; ductility; seismic design

(下接第 42 页)

[2]张秀山.上砂下岩地层中矿山法隧道下穿建筑物技术研究[J].铁道标准设计,2020,64(12):88-93.

[3]范培.盾构隧道近距离侧穿砌体结构建筑物施工技术[J].施工技术,2019,48(11):111-115.

[4]曹红林.地铁盾构下穿建筑物群地层沉降控制技术研究[J].交通科技,2021(02):120-125.

[5]李昕晔.水平旋喷技术在矿山法隧道下穿浅基础建筑物施工中的应用[J].铁道建筑技术,2015(11):66-69.

Construction Influence of Dewatering Pilot and Running Tunnel Crossing Underneath Masonry Structure Building

ZHANG Zhixue

(China Railway 16th Bureau Group Metro Engineering Co., Ltd., Beijing 101116, China)

Abstract: Maolong gold masonry structure building was crossed underneath with a short-distance by the running tunnel between Wangfujing North Station and Wangfujing Station of Phase III of Beijing Metro Line 8. The deformation control criteria were determined by investigation, testing and evaluation of the building present situation. Local inclination and maximum settlement of masonry structure building were taken as indexes, the impact of dewatering pilot and running tunnel construction on adjacent Maolong gold building was analyzed. The results show that based on the numerical simulation method,the deformation resulted from self-weight of building was analyzed and taken as cumulative deformation after the construction, this could be the reference to determine deformation control index. During construction process of dewatering pilot crossing underneath masonry structure building, the pre-reinforcement measurement can effectively reduce the impact of construction. The structural safety of building can be ensured during construction of dewatering pilot and running tunnel.

Key words: metro tunnel; cross underneath building; masonry structure; dewatering pilot;construction influence