

超静定桥梁桩基主动托换中的顶升力控制方法

牛 斌

(北京城建设计发展集团股份有限公司, 100037, 北京//高级工程师)

摘 要 介绍了盾构下穿超静定结构桥梁时的主动托换技术方案。详细阐述了主动托换中的顶升力控制方法, 针对具体项目, 说明了预支顶范围和顶升力的测定方法, 并着重论述了顶升力的确定。顶升力测定结果表明: 超静定结构桥梁在长期使用过程中, 桥面板传至各桥墩位置的力与理论计算值局部误差达 30% 以上; 基于实测顶升力来控制对桥梁桩基的主动托换, 可避免理论计算产生的误差, 防止托换过程中短暂的内力重分布导致的裂缝和变形的发生。实际项目的监测结果验证了顶升力控制方法的有效性和合理性。

关键词 超静定桥梁桩基; 主动托换; 顶升力; 变形控制

中图分类号 U443.16⁺3

DOI:10.16037/j.1007-869x.2021.08.046

Lifting Force Control Method in Active Underpinning of Statically Indeterminate Bridge Pile Foundation

NIU Bin

Abstract The active underpinning technical scheme of shield tunnel under-passing statically indeterminate bridge structure is introduced. The lifting force control method during active underpinning is expounded. In terms of specific projects, the measure methods of pre-supporting range and lifting force are explained, especially emphasizing on the confirmation of lifting force. Lifting force measuring results show that in the long-term use of statically indeterminate structural bridge, the force transmitted from the bridge deck to each pier is inconsistent with the theoretical calculation value, and the local error is more than 30%, while controlling active underpinning of the bridge with field test lifting force can avoid theoretical error, preventing the occurrence of cracks and deformation on bridge caused by short-term internal force redistribution during the replacement process. Monitoring results from practical projects has verified the feasibility and rationality of the lifting force control method.

Key words statically indeterminate bridge pile foundation; active underpinning; lifting force; deformation control

Author's address Beijing Urban Construction Design & Development Group Co., Ltd., 100037, Beijing, China

桩基托换技术综合了结构、岩土、材料和施工等专业技术, 可分为被动托换^[1]和主动托换。超静定结构桥梁一般采用主动托换技术。文献[2-3]介绍了超静定结构桩基托换的设计及关键施工要点。文献[5]介绍了主动托换的设计施工方案。

主动托换可按顶升力或顶升位移进行控制。文献[3-5]提出超静定结构主动托换以顶升位移作为主控依据。文献[6-7]提出以顶升力与顶升位移为双控依据。文献[9-11]提出主动托换按顶升位移控制。文献[12-13]提出主动托换按顶升力控制。

以顶升位移控制虽思路简单, 但顶升位移控制在实际工程中较难实现, 如一般情况下使托换承台上升一定的位移, 由于存在车辆荷载、上部结构、桥墩、承台、桩基自重以及桩与土体的负摩阻力等, 以顶升位移控制需要的托换力很大, 易导致既有承台的冲切和局部承压出现问题, 且托换荷载大、造价高。故本文仅针对顶升力控制法进行阐述。

文献[14]根据顶升荷载作用点以下桩身轴力接近 0 的条件, 来确定桩基的顶升荷载。但超静定结构桥梁在长期使用过程中受墩台差异沉降、混凝土收缩徐变和温度变化等情况影响, 桥梁受力与理论计算不一致。针对此问题, 本文创新性地提出了采用地面预支顶措施对超静定结构桥梁进行“称重”, 以准确测定桥梁在使用过程中传至各支座处的力, 从而计算出托换过程中的顶升力。地面预支顶措施在托换过程中还起到控制桥梁沉降的作用。

1 工程概况及托换方案

1.1 工程概况

石家庄地铁 2 号线长安公园站—蓝天圣木站区间(以下简为“长蓝区间”)采用盾构法施工, 区间下穿建和桥既有桩基, 需对建和桥主桥进行桩基托换。长蓝区间盾构采用标准环+左右楔形环, 环宽 1.2 m, 外径为 6.2 m, 管片厚度为 350 mm。建和桥环形桥主桥分为 4 个异形块, 均为超静定结构且不

完全对称,如图1所示。桥梁为预应力混凝土连续异形箱梁结构,梁高1.3 m,变形缝位于桥梁支座外,悬臂长3 m。40#~42#桥墩为南侧异形块中部的一排桥墩,45#~46#桥墩为北侧异形块中部的一排桥墩。桥梁支座采用球形钢支座。桥墩直径为1.2 m,高3.6 m。每根桥墩下的4桩承台为6.3 m(长)×6.3 m(宽)×2.0 m(高)。桩径为1.5 m,桩长20.6 m,按摩擦桩设计。设计时采用JTJ02—1989《公路桥涵设计通用规范》,设计荷载为汽-超20级(主车20 t,重车55 t),挂-120级(挂车120 t)。地震设防烈度为7度,设计行车速度为50 km/h。

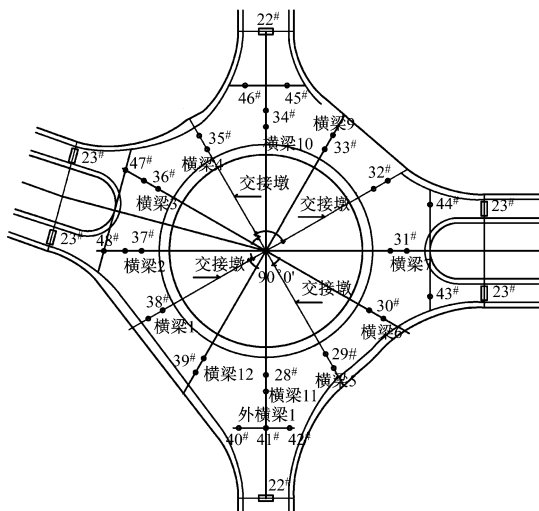


图1 环形异形板结构分幅图

1.2 托换方案

南侧的40#~42#桥墩的托换体系由12根 $\phi 1.5$ m桩基和1个31.2 m(长)×13.3 m(宽)×3.0 m(高)的托换承台组成。北侧的45#、46#桥墩托换体系由中间3根 $\phi 1.5$ m桩基、两侧6根 $\phi 1.2$ m桩基,以及1个29.3 m(长)×13.3 m(宽)×3.0 m(高)托换承台组成。在托换承台和既有承台之间预留0.8 m的空间来布设托换千斤顶及施工截桩。新托换桩采用钻孔灌注桩。南侧托换桩桩长42 m,北侧托换桩桩长48 m。托换桩的持力层均为卵石层。托换桩的平面及剖面布置如图2及图3所示^[15-16]。

由于新托换承台位于既有承台下方,故在托换设计时需要进行千斤顶冲切和局部承压计算,以及桩基强度和既有桥墩刚度等的计算与校核。其中冲切计算内容包括既有承台截桩后的冲切作用、承

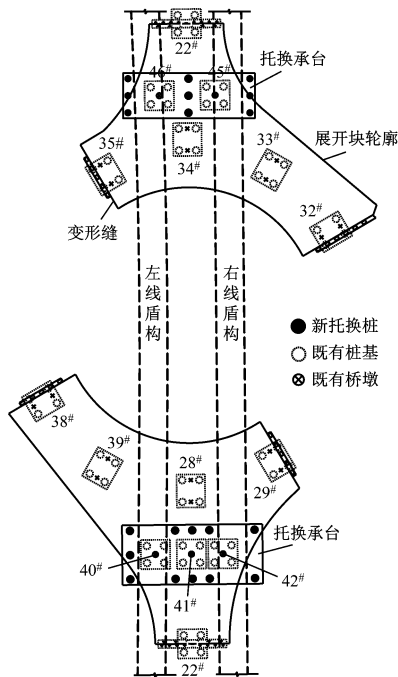


图2 桩基托换平面布置图

台封固前的冲切作用、承台封固后的冲切作用^[15]。

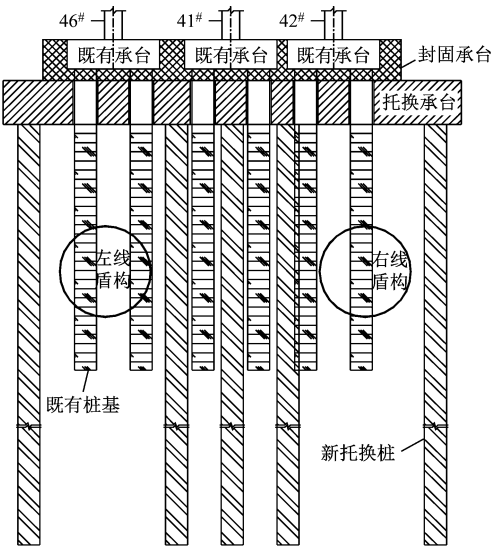
1.3 托换施工步骤

- 1) 建立变形、裂缝及应力监测系统;
- 2) 地面预支顶架设及“称重”;
- 3) 施工托换桩及新托换承台;
- 4) 安装千斤顶并进行分级顶升;
- 5) 截桩、托换结构封固;
- 6) 既有桥桩破除、盾构通过;
- 7) 拆除预支顶设施。

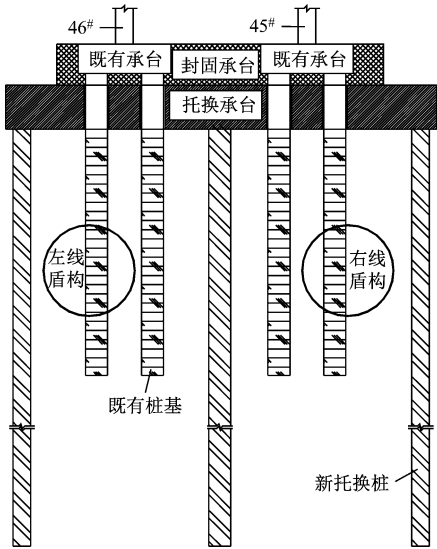
2 顶升力控制法

2.1 预支顶范围

根据变形计算及工前评估要求,南北两侧超静定异形块结构的桥梁单轴最大沉降控制值为8.0 mm,墩柱差异沉降控制值为1.5~3.0 mm,墩柱新增倾斜不大于1/1000。由于异形块对变形要求严格,南侧除托换位置(40#~42#桥墩)需进行预支顶外,还需对托换位置南北侧邻近的22#桥墩及28#桥墩进行预支顶;北侧除托换位置(45#、46#桥墩)需进行预支顶外,也需要对托换位置南北侧邻近的22#桥墩及34#桥墩进行预支顶。图4为预支顶现场施工图。



a) 南侧异形块



b) 北侧异形块

图3 桩基托换剖面布置图



图4 预支顶现场施工图

2.2 顶升力的测定方法

预支顶具有自动顶升功能,其位移精度为 0.1 mm。预支顶设施的钢基梁、钢管柱、垫块、垫片等

均需进行专项设计。22#桥墩下方承台不连续,需要施作条形基础。除此之外的其余预支顶均支撑在既有承台上。

预支顶措施平面布置如图 5 所示,包含钢支架、横梁和自锁式液压千斤顶。首先,分别开挖土方至需要托换的桥墩下方的承台顶标高处;然后,在桥墩的外侧竖向设置 4 个钢支架,使各钢支架的下端支撑于桥墩承台,并在相邻的 2 根钢支架之间设置横梁;随后,在横梁上方布设 4 个同步顶升的自锁式液压千斤顶,并调整自锁式液压千斤顶同步控制系统,使自锁式液压千斤顶上升并顶紧桥面板;最后,松开需要托换的桥墩位置处的支座,使得桥面板不再由桥墩支撑而仅通过自锁式液压千斤顶支撑。在顶升自锁式液压千斤顶使桥面板与支座脱开时进行称重,即读取自锁式液压千斤顶的等效力数据,可计算得到桥面板传到自锁式液压千斤顶位置处的力。此力为超静定结构桥梁桥面板传至需托换桥墩的力。

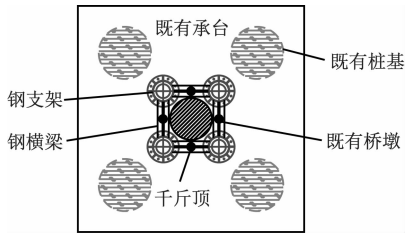


图5 预支顶措施布置平面图

2.3 等效力实测结果分析

表 1 中的等效力的计算值为根据理论计算得到的桥墩各处的等效力。按照上述方法,分别在早晚车辆出行高峰时段及夜间读取南、北侧超静定异形板结构桥墩支座处的等效力,结果分别如表 2 和表 3 所示。单墩误差是指实测值与理论计算值之间的误差;组合误差是指托换位置处桥墩支座等效力之和的误差。

表 1 南、北侧异形块桥墩支座处的理论计算等效力					
墩号	40#	41#	42#	45#	46#
等效力/kN	4 333	2 386	4 130	5 216	5 027

由表 1 可见,南侧异形块托换位置(41#~43#)总的等效力实测值与计算值基本吻合;40#和 42#桥墩的托换等效力实测值较计算值大,而中间 41#桥墩的托换等效力实测值较计算值小。这说明桥梁在长期使用过程中已经发生变形。经分析,41#桥墩处对应桥面交通禁行区,没有车辆荷载,故承载

较小。

表 2 南侧异形块桥墩支座处的等效力				
时间	墩号	实测值/ kN	单墩误差/ %	组合误差/ %
晚高峰第一次称重	42 [#]	4 300	4	- 1
	41 [#]	1 790	- 25	
	40 [#]	4 640	7	
晚高峰第二次称重	42 [#]	4 420	7	0
	41 [#]	1 770	- 26	
	40 [#]	4 650	7	
晚高峰第三次称重	42 [#]	4 400	7	- 3
	41 [#]	1 610	- 33	
	40 [#]	4 540	5	
夜间第一次称重	42 [#]	4 420	7	2
	41 [#]	1 830	- 23	
	40 [#]	4 810	11	
夜间第二次称重	42 [#]	4 320	5	4
	41 [#]	2 100	- 12	
	40 [#]	4 850	12	
夜间第三次称重	42 [#]	4 480	8	0
	41 [#]	1 730	- 28	
	40 [#]	4 670	8	
早高峰第一次称重	42 [#]	4 540	10	3
	41 [#]	2 040	- 14	
	40 [#]	4 600	6	
早高峰第二次称重	42 [#]	4 260	3	3
	41 [#]	2 280	- 5	
	40 [#]	4 620	7	
早高峰第三次称重	42 [#]	4 480	8	0
	41 [#]	1 730	- 28	
	40 [#]	4 670	8	

北侧 34[#]桥墩距离 45[#]桥墩和 46 桥墩较近,桥梁上部荷载分布到 45[#]和 46[#]桥墩处较小。通过对 34[#]地面预支顶称重并计算发现,北端 34-2[#]支座处的受力远超设计值,说明在使用过程中桥梁内力已重新分布。

2.4 顶升力的确定

根据等效力的实测值,计算顶升力:

$$F = \alpha(Q_1 + \rho m_2 g + \rho m_3 g) \tag{1}$$

式中:

F ——顶升力;

Q_1 ——各桥墩处等效力实测值的平均值;

表 3 北侧异形块桥墩支座处的等效力				
时间	墩号	实测值/ kN	单墩 误差/%	组合 误差/%
晚高峰第一次称重	46 [#]	2 890	- 43	- 26
	45 [#]	4 690	- 10	
晚高峰第二次称重	46 [#]	3 060	- 39	- 27
	45 [#]	4 440	- 15	
晚高峰第三次称重	46 [#]	2 990	- 41	- 26
	45 [#]	4 560	- 13	
夜间第一次称重	46 [#]	3 200	- 36	- 24
	45 [#]	4 620	- 12	
夜间第二次称重	46 [#]	3 260	- 35	- 23
	45 [#]	4 620	- 12	
夜间第三次称重	46 [#]	3 220	- 36	- 24
	45 [#]	4 600	- 12	
早高峰第一次称重	46 [#]	3 420	- 32	- 20
	45 [#]	4 790	- 8	
早高峰第二次称重	46 [#]	3 380	- 33	- 21
	45 [#]	4 750	- 9	
早高峰第二次称重	46 [#]	3 460	- 31	- 20
	45 [#]	4 790	- 8	

m_2 ——桥墩质量;

m_3 ——承台质量;

ρ ——钢筋混凝土密度;

g ——重力加速度;

α ——超压系数,建议取值范围为 1.0 ~ 1.2,当实测结果小于计算结果时取小值,实测结果大于计算结果时取大值。

最终得到各桥墩处的托换顶升力如表 3 所示。

表 3 托换顶升力					
墩号	40 [#]	41 [#]	42 [#]	45 [#]	46 [#]
顶升力/kN	8 279	4 442	7 897	8 307	6 407

2.5 桥梁变形控制方法

托换过程中桥面板的变形控制也是通过预支顶措施实现:在既有承台与托换承台之间将被托换桥桩截断,过程中如果监测到桥面板发生沉降,可通过调整地面预支顶的同步液压千斤顶向上顶升与桥面板沉降相同的位移,从而保证桥面板始终保持原有的标高,确保行车安全。

3 控制效果

建和桥托换采用自动化监测与常规监测相结

合,对托换全过程进行变形和裂缝监测,监测精度为0.01 mm。监测过程分为托换桩及承台施工阶段、受力转换至封固承台完成及既有桥桩破除阶段、盾构穿越阶段、工后4年监测阶段。前3个阶段需要对桥墩顶、墩底、桥面板和托换承台进行自动化监测,并对桥面板应力、裂缝以及托换承台应力进行常规监测;第4阶段为常规监测,根据变形情况每月1次或每年1~4次。

为更好实现裂缝监测,建和桥项目还采用了应力监测,其目的是监测受力部位应力值是否达到混凝土的开裂应力。应力控制值为其开裂应力的80%。监测结果显示:除41#墩处达到开裂应力的84%外,其余均在控制值以内。根据裂缝和应力监测结果,建和桥的桥梁在托换过程中没有出现新的裂缝。这充分说明了顶升力取值合理,顶升力控制法切实有效。

4 结语

通过地面预支顶措施对桥梁上部结构进行“称重”,可以精确测定超静定结构桥梁在现状使用条件下桥面板传到各桥梁支座处的力。精确测定桥梁支座处承受的荷载后,再加上桥墩自重、承台自重,即为托换时顶升力的控制值,从而完成现状使用状态下的托换。

在主动托换过程中,通过地面预支顶措施使桥面板始终保持原有的状态,从而保证结构安全和车辆正常行驶。

采用本方法还可以对桥梁现状进行检测:在超静定桥梁结构上施加与理论计算工况相同的车辆和车道荷载,通过对桥梁现状的检测,可分析桥梁实际受力与设计工况的变化情况,从而采取调整支

座形式或支座高度等有效措施对桥梁进行养护。

参考文献

- [1] 朱金涌. 饱和黄土区地铁隧道穿越桥梁桩基托换技术研究[J]. 铁道标准设计, 2016(4): 78.
- [2] 李琳, 李青宁, 张立, 等. 咸阳国际机场大轴力桥梁桩基托换技术试验研究[J]. 土木建筑与环境工程, 2015(增刊2): 159.
- [3] 唐新权. 地铁区间隧道下穿桥梁大轴力桩基托换设计与施工[J]. 铁道标准设计, 2016(1): 87.
- [4] 杨正华. 地铁隧道下穿异型连续梁桩基托换设计[J]. 铁道标准设计, 2018(6): 104.
- [5] 万小飞. 主动托换技术在地铁穿越超静定桥梁中的应用[J]. 施工技术, 2015(增刊1): 151.
- [6] 寇卫锋. 主动托换技术在郑州地铁盾构穿越桥梁桩基中的应用[J]. 铁道建筑, 2018(11): 87.
- [7] 李洪庆. 桩基托换技术在广州地铁工程中的应用[J]. 城市轨道交通研究, 2016(8): 62.
- [8] 许东. 成都地铁3号线衣冠庙立交桥桩基托换设计[J]. 隧道建设, 2015(8): 821.
- [9] 黄希, 陈行, 晏启祥, 等. 地铁隧道下穿桥梁桩基托换力学行为与参数研究[J]. 施工技术, 2017(11): 67.
- [10] 黄希, 陈行, 晏启祥. 地铁区间隧道下穿既有桥梁的桩基托换研究[J]. 铁道标准设计, 2016(12): 89.
- [11] 杨勇, 杜斌, 吴睿麒, 等. 地铁区间穿越天桥的桩基托换设计与施工[J]. 特种结构, 2018(5): 94.
- [12] 吴文亮, 王建军, 孙凡浩. 二次托换技术在福州地铁紫五区间桩基托换中的应用[J]. 隧道建设(中英文), 2018(7): 1220.
- [13] 孙峰. 盾构下穿楼房桩基主动托换优化技术研究[J]. 铁道工程学报, 2018(9): 93.
- [14] 邓涛, 关振长, 陈开良, 等. 桥梁桩基主动托换中顶升荷载的简化计算[J]. 岩土力学, 2015(11): 3259.
- [15] 牛斌. 盾构区间下穿异形板桥梁桩基托换研究[J]. 都市快轨交通, 2020(1): 84.
- [16] 牛斌. 异形板桥梁桩基主动托换技术[J]. 施工技术, 2019(23): 33.

(收稿日期: 2020-08-12)

(上接第212页)

弊端,本文从改进外业测量数据采集的方法入手,详细阐述了管片姿态水平偏差和竖向偏差计算的数学模型,并采用云计算和物联网技术搭建“移动终端-云计算中心-Web客户端”的管片姿态检测管理系统。通过该系统,实现了线路设计轴线坐标计算,以及管片姿态测量、计算及结果表达等过程的自动化、实时化、标准化、专业化,极大地提高了检测效率、节约了监控成本,为线路设计轴线坐标的复核、盾构姿态的纠偏、掘进参数的优化等相关工作提供了重要的技术支持,值得进一步研究和推广应用。

参考文献

- [1] 何川, 封坤, 方勇. 盾构法修建地铁隧道的技术现状与展望[J]. 西南交通大学学报, 2015(1): 97.
- [2] 王兆祥. 铁道工程测量[M]. 成都: 西南交通大学出版社, 1999.
- [3] 郑子天, 刘成龙, 曹体涛. 轨道点线路里程的一种计算方法[J]. 测绘科学技术报, 2013(5): 448.
- [4] 史廷玉, 潘正风. 地铁曲线隧道施工中线的偏移及其坐标计算[J]. 铁道勘察, 2006(4): 1.
- [5] 王磊, 龚率, 黄志伟. 基于移动终端的地铁盾构管片姿态检测管理系统: 105927276A[P]. 2016-09-07.
- [6] 孙继东, 封坤, 赵维录, 等. 基于物联网和云计算的地铁盾构管片姿态检测管理系统: 106022560A[P]. 2016-10-12.

(收稿日期: 2019-05-08)