

公路下穿铁路架空顶进施工中的体系转换及变形监控

陈武林¹, 杜昊¹, 贺炜²

(1. 中交第四公路工程局有限公司, 北京市 10022; 2. 长沙理工大学 土木工程学院)

摘要:西咸丰新区沣泾大道 K3+400 处下穿西户铁路, 所设计的框架桥总宽 93.6 m, 是目前中国宽度最大的下穿铁路线顶进工程。该文首先对框架桥顶进施工中采用的临时架空方法进行了分析, 明确了在常速为 45 km/h 的条件下, 施工过程中水平、高低、轨向及三角坑位移量控制标准为 6 mm。然后基于岩土工程勘察报告, 采用美国联邦交通部 FHWA 设计方法确定了支撑桩荷载传递曲线, 并计算得到其荷载沉降曲线。在施工期最大竖向荷载 1 360.8 kN 作用下, 支撑桩顶部位移为 1.8 mm, 可满足沉降量控制要求。在此基础上, 采用 Midas 建立临时架空结构的三维有限元模型对各部件进行变形量计算, 结果满足设计要求。最后, 在施工过程中, 对西铁路路线 50 个监测点进行了变形监测, 结果表明最大位移量为 2 mm, 且施工完成后铁路运营正常。

关键词:下穿铁路框架桥; 顶进法施工; 受力体系转换; 变形监测

1 前言

随着中国城市建设的不断发展, 交通主干道常常难以满足通行量增长要求, 亟待拓宽。既有道路拓宽不仅需要施工过程中保通, 还必须确保交叉铁路或道路的运营。位于陕西省西咸丰新区沣东新城的沣泾大道 K3+400 处与西户铁路 K19+077 处相交, 并下穿西户铁路, 设计采用 $2 \times 20.75 \text{ m} + 2 \times 20.75 \text{ m}$ 两座框架桥, 加墙厚后共计 93.6 m, 是目前中国宽度最大的下穿铁路线顶进工程, 因此, 有必要结合工程实践开展研究。

目前, 中国公路下穿铁路框架桥顶进施工已有一些成功的案例, 如 2004 年北京市南中轴路下穿的京山铁路四孔地道桥(总宽 83 m)是当时亚洲单体最大的顶进框架桥。工程技术人员在道路下穿铁路顶进施工过程中进行了多方面探讨。李士中等对车站咽喉区框架桥下穿铁路的设计与施工技术进行了全面的总结, 提出可根据周边环境因素和地层变化情况分别采用不同的围护方案, 以取得较好经济效益; 刘洪亮、张荏对顶进框架桥纵横梁加固体系进行了计算与设计分析, 认为纵梁及铁路股道所在的具体位置对横梁的受力影响较大; 李家稳等对顶进框架桥的位移变化采用现场

监控与数值模拟相结合的方法进行了研究, 认为路基最大沉降位置在偏移轴线一定距离处, 且水平位移在框架桥轴线位置最大; 崔陆林、王兴睿等对顶进施工技术进行了详细探讨, 总结了顶进工作坑开挖、滑板及后背墙施工过程中的关键技术; 李岩等分析了顶进法、中继法、对顶法等不同的顶进施工方式; 郑文豪等对挖孔桩防护技术、防护桩、支撑桩以及抗衡移桩技术等进行了探讨; 谢庆仕指出顶管施工过程中存在管道轴线偏差过大, 顶力突然增大等常见问题, 提出了开顶前设置测力装置并在顶进过程中随时绘制顶进曲线以指导顶进纠偏等相应措施; 陈彬科等提出了新建地铁下穿既有轨道车站的施工方案和技术难点。

采用临时架空方法在既有铁路线下实施框架桥顶进的施工风险主要与架空总宽度相关, 因此, 该文依托现有中国总宽度最大的下穿铁路顶进工程开展分析和施工监测, 有助于积累工程经验, 为后续类似工程提供参考。

2 顶进施工前后受力体系分析

常用的顶进框架桥施工方式有便梁加固法和纵横梁加固法两种; 便梁加固法是采用便梁将线路架起, 便梁支座设置在支撑桩上, 其仅适用于曲线半径 $R \geq 400$

在施工过程中首先进行框架桥预制,同时在设计位置施工支撑桩,并架设纵横梁,此时上方荷载仍由原路基承担;然后开挖铁路路基,此时上方荷载临时由路基转移至由纵横梁承担,确保下方具有足够的施工空间;将预制框架桥顶进至设计位置后进行安装,上方荷载最终由框架桥承担。由于体系转换过程有可能产生一定的变形,从而影响铁路线运营效果,因此除了确保临时结构强度和稳定性外,变形量控制也是施工技术的关键。根据现场调查结果,该段铁路常速运行速度小于45 km/h,为防止施工体系转换造成的位移影响永久结构,项目要求施工过程中水平、高低、轨向和三角坑产生的位移量控制在6 mm以内。为此,该文对该临时工程进行三维有限元建模分析,除常规强度验算外,着重分析了结构变形及支撑桩的刚度,以确保顶进施工达到设计预期目标。

3 体系转换中结构的受力与变形分析

根据临时架空工程初步设计方案,挑空纵梁采用I100工字钢,两片I100工字钢间距4.4 m;支点横梁及横抬梁采用5片I56c工字钢组拼,其中支点横梁长6.4 m,横抬梁长13 m;普通横梁采用I45c工字钢,长度5.4 m。纵梁跨度8 m,支点横梁与普通横梁跨度为4.4 m。在预制跨线桥顶进过程中,会在其上设置与横抬梁之间的临时支撑,故横抬梁的跨度将相应减小,以利于结构受力。纵横梁支点位置设置支点桩,桩径1.25 m,桩长14 m。由计算分析结果可知:架空结构体系强度满足要求,在此基础上,该文进一步探讨施工中的变形量及其对结构使用性能的影响。

3.1 支撑桩竖向沉降量分析

根据岩土工程勘察报告,施工场地各土层的层厚及物理力学特性如表1所示。各支撑桩桩底未嵌入岩

表1 施工场地各土层物理力学特性

土性	层厚/ m	重度/ (kN·m ⁻³)	黏聚力 c/kPa	内摩擦 角/(°)	不排水强 度/kPa
素填土	0.5	18.7	5	10	20
黄土状土	1.5	18.1	30	20	50
中粗砂 —稍密	6.4	18.0	0	30	—
粉质黏土	2.3	18.0	5	30	75
中粗砂 —密实	>4.3	20.0	0	35	—

层,有必要基于土层力学参数验算支撑桩竖向刚度,以确保竖向沉降量满足要求。

为分析桩基竖向变形特性,该文采用美国联邦交通部FHWA设计手册规定的荷载传递法进行计算,其基于无量纲曲线估计桩侧与桩端的荷载传递曲线。曲线中上极限侧阻 f_s 与极限端阻 f_b 分别采用下列方法计算:

$$f_s = \alpha c_u \tag{1}$$

式中: α 为系数,当 $c_u/p_a \leq 1.5$ 时 $\alpha = 0.55$;当 $1.5 \leq c_u/p_a \leq 2.5$ 时, $\alpha = 0.55 - 0.1(c_u/p_a - 1.5)$; c_u 为土不排水抗剪强度。

$$f_b = N_c c_u \tag{2}$$

式中: $N_c = 6.0 \left[1 + 0.2 \left(\frac{L}{D} \right) \right]$, L 为桩长, D 为桩径。通常来说, N_c 不大于9.0,且 f_b 不大于3 800 kPa。

对于无黏性土,荷载传递曲线的确定与上述较为类似,仅参数取值方法有一些区别,此处不赘述。基于FHWA方法确定的各土层荷载传递曲线如图3所示。

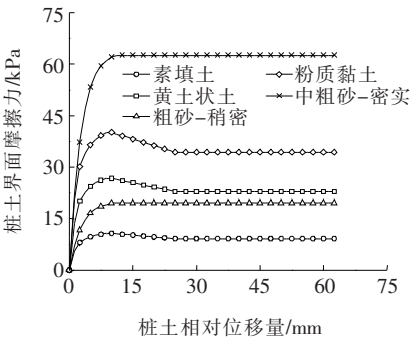


图3 各层土桩侧荷载传递曲线

基于荷载传递法对支撑桩进行了计算,可得其荷载沉降曲线如图4所示。由于桩底土层为密实砂土,其曲线形式为缓变形。根据设计计算可知,支撑桩桩顶所受最大竖向荷载为1 360.8 kN,对应的桩顶沉降量为1.8 mm,可满足施工要求。

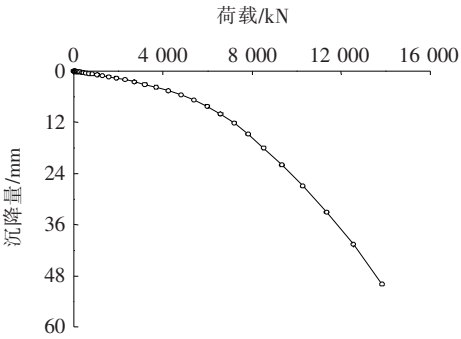


图4 支撑桩荷载沉降曲线

3.2 两阶段架空体系受力变形分析

为确保下穿铁路顶进施工过程稳定安全,且不影响永久结构的使用性能,在架空临时工程设计中采用Midas/Civil 验算各个部件的应力及变形,其整体结构模型图如图 5 所示。其中铁轨与架空系统纵横梁采用梁单元模拟,并在支承处采用弹性连接模拟横梁与枕木垛之间的连接。为计入上下部结构共同作用,支撑桩刚度按 3.1 节计算结果确定。

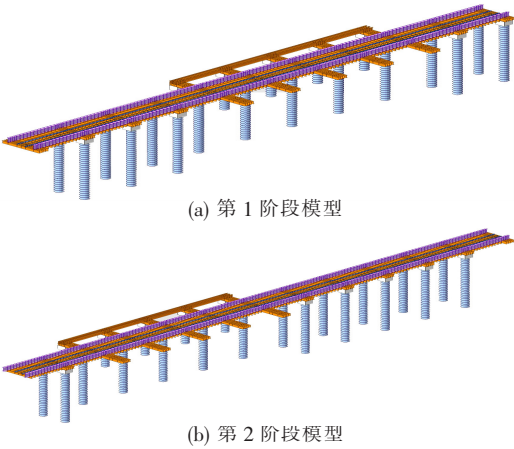


图 5 框架桥顶进施工架空结构模型图

由计算分析可知,下穿铁路框架桥临时架空结构各部件的变形量及容许值如表 2 所示。

表 2 挠度计算结果

施工阶段	部位	计算跨度 L/m	变形量/mm	
			计算结果	容许值 ($L/400$)
第 1 阶段 架空顶进	纵梁	8.0	5.88	20.00
	横抬梁	5.7	6.65	14.25
	支点横梁	4.4	4.92	11.00
	普通横梁	4.4	9.65	11.00
第 2 阶段 架空顶进	纵梁	8.0	5.88	20.00
	横抬梁	5.7	6.65	14.25
	支点横梁	4.4	4.81	11.00
	普通横梁	4.4	9.65	11.00

表 2 中, L 为计算跨度,容许值采用《铁路工务技术手册》中对纵横梁钢材挠度所规定的 $L/400$ 。通过对计算结果与容许值的比较可知,纵横梁在该最不利工况条件下,位移满足要求,因此在整个框架桥顶进过程中,纵横梁的位移变形可满足要求。普通横梁在该最不利情形下竖向变形量最大,应在顶进施工中对其进行重点监控。

4 施工变形监测与控制

为控制纵横梁与支撑桩等在顶进施工中的变形量,基于支撑桩刚度及三维有限元建模分析结果,对施工过程中结构的变形进行了监测。该项目监测范围在框架桥两侧各 50 m 内,监测点布置在钢轨上,间距 5 m,共计 50 个观测点。框架桥顶进施工中,也在基础混凝土及框架桥底板设置观测点。各变形观测点上安装沉降标点,并在施工过程中采用全站仪与高精度水准仪测量,监测间隔为 8 h。水平位移测量精度要求 $<1.5\text{ mm}$,垂直位移测量精度要求 $<0.3\text{ mm}$ 。监测所采用的报警值如表 3 所示。

表 3 铁路轨道监测报警值

监测项目	单位	报警值
列车行驶速度	km/h	≤ 45
铁轨轨距	mm	+8、-4
水平位移	mm	6
沉降量	mm	6
轨向位移量	mm	6
三角坑位移量	mm	6

根据现场监测得出的沉降观测记录可知:在监测的 50 个观测点中,最大沉降量为 2 mm,大部分观测点未观测到沉降量与变形,施工变形控制效果良好。目前,铁路线运营已恢复正常。

5 结论

(1) 由于施工过程的两受次受力体系转换,下穿铁路框架桥临时架空结构除考虑施工过程中的强度和稳定性外,还需分析施工变形量对永久结构功能的影响。

(2) 采用荷载传递法计算得到该工程支撑桩在最大竖向荷载作用下沉降量为 1.8 mm,在此基础上建立三维有限元模型计算得到各部件的变形量均可满足容许值要求。

(3) 顶进施工过程中沿铁路线布置了 50 个位移观测点,观测到的最大变形量为 2 mm,验证了顶进施工的变形控制效果,可供后续工程参考。

参考文献:

[1] 陕西省科学技术情报研究院. 下穿西户铁路立交工程框架桥施工技术咨询[R],2019.