

High and Low Platform Frame Structure under the Bridge through the Existing Railway Trunk Room Jacking Construction Technology

Tiancong Su

Shenyang University, Shenyang, Liaoning, 110044, China

Abstract

Taking the construction of the frame structure middle bridge of No. 6 road in Yushuzhuang as an example, using vertical and horizontal beam and rail reinforcement system relay method into construction, prefabricated frame, to B frame through special line, remove special wire rail, frame into top in place, remove B frame low complement partition, restore special line. This project breaks the routine of bilateral jacking of high and low frame structure, and studies the reinforcement of tall frame structure, temporary repair and removal of high and low platform, jacking force calculation of large tonnage frame structure and jack layout, so as to provide technical reference and reference for subsequent similar engineering construction occupy.

Keywords

high and low platform; tall frame structure; line reinforcement; relay method; oblique jacking

高低台框构中桥下穿既有铁路中继间顶进施工技术

苏天聪

沈阳大学, 中国·辽宁 沈阳 110044

摘要

以北京铁路枢纽丰台站改建工程榆树庄六号路框构中桥施工为例, 采用纵横抬梁及扣轨加固体系中继间法顶进施工, 预制框构时先将B框构低台处高差进行补平, 待B框构下穿专用线前, 拆除专用线钢轨, 框构顶进就位后, 拆除B框构低台补齐隔墙, 恢复专用线。本工程打破高低台框构双侧顶进的常规, 对高大框构线路加固、高低台处临时补齐及拆除、大吨位框构顶进顶力计算及千斤顶布置进行研究, 为后续类似工程施工提供技术参考和依据。

关键词

高低台; 高大框构; 线路加固; 中继间法; 斜交顶进

1 工程概况

榆树庄六号路框构分 A 框构和 B 框构, 高差 2.8m, A 框构顶进部分长 23.4m, 高 16.3m, 下穿既有京广下行线、京广上行线、丰沙上行线, 轨底至框构顶面间距为 86.4cm; B 框构顶进部分长 22.80m, 高 13.5m, 下穿两条既有专用线, 轨底至框构顶面间距为 91.6cm, 框构中心线与专用线夹角 67.17°。

京广、丰沙线为 60kg/m 钢轨, 无缝线路, 钢筋混凝土枕; 专用线为非电气化铁路, 50kg/m 钢轨, 有缝线路。框构桥下穿既有铁路时, 为确保既有线行车及施工安全, 需要采用纵横抬梁加固体系顶进施工。桥体顶进工作坑设置在铁路南侧, 桥体由南向北顶进, 采用中继间顶进法施工, 框架桥最大顶程 59.64m, A 框构最大顶力为 17946.1t, B 框构最

大顶力为 17594.1。

2 工程重难点

①此框构桥高 16.3m, 宽 36.77m, 为北京铁路局顶桥历史中最高的框构中桥, 一般的框构桥顶进高度为 8m 左右, 因此将线路纵横梁加固在原有的基础上进行加密, 防止在顶进挖土过程中框构前方正塌超过允许规定值, 从而影响铁路安全运行。

②京广上下行、丰沙上行线与专用线轨顶高差为 2.8m, 在同时下穿 5 股道时, 需要将 B 框构低台补齐, 在下穿专用线时需要将专用线封锁 10 天, 拆除专用线钢轨, 顶进就位后, 拆除 B 框构低台补齐处及前端刃脚, 因此在封锁点内完成钢轨拆除、纵横梁接长、拆除、低台补齐处拆除、前端刃脚拆除、专用线恢复为本工程的重点。

③框构桥最大设计顶力为 35000t, 按照 500t 千斤顶算, 需 108 台千斤顶, 而框构桥宽为 36.77m, 千斤顶分布工作面不足, 因此需采用中继间法顶进, 将框构桥顶力分散, 中

【作者简介】苏天聪 (1999-), 男, 中国山东泰安人, 在读硕士, 从事土木水利研究。

继间稿窝设置、千斤顶的分布及在顶进过程中框构桥的中线偏位及高程控制为本工程重点^[1]。

3 线路加固

扣轨采用 50kg/m 钢轨, 3-5-3 制式, 扣轨长度 100m, 钢轨接头交错布置, 不能出现重缝, 接头相错不少于 1.0m, 扣轨用 Ø22-U 型螺栓、扣板与横梁连接紧固。

京广线、丰沙线横梁为 I40b 工字钢, 间距 1.2+0.6+0.6+0.6+1.2m, 专用线接长, 间距 1.2+0.6+0.6+1.2m, 接头错开 1.5m 长度, 专用线接长加固范围 60m, 确保穿完一根捣固密实一根, 并在工字钢两端用木墩支撑稳固, 工字钢横梁与扣轨、枕木用 U 型螺栓、扣板连接紧固。

纵梁采用 I45b 工字钢, 纵梁三根一组并用, 形成箱型梁结构, 其加固长度为 100m, A 框构 5 道, 共计 5 道, B 框构 2 道, 搭接长度不少于 1.5m。纵梁用 Ø22-U 型螺栓、扣板与横梁连接紧固, 纵梁两端支撑于旧枕木垛基座上。

4 低台处补齐及中继间设置

4.1 B 框构低台处找平处理

A 框构与 B 框构高差 2.8m, 在框构预制时, 将 B 框构低台处高差进行补平, 采用 C30 钢筋混凝土作为隔墙, 隔墙尺寸为长 1m×宽 36.77m×高 2.3m, 每 0.8~3m 一道, 共 7 道, 两隔墙中间填充砂夹碎石。在隔墙上方设置 I45b 工字钢作为分配梁, 上方设置 3cm 厚钢板满铺。

4.2 中继间设置

①为了防止顶进过程中相邻各节箱体在垂直方向上产生严重错牙, 增加中继间的抗剪能力, 在前后节箱体间设置剪力楔, 即在前节箱体边墙端面内埋入 2cm 厚 170mm×330mm×1000mm 钢板制成的空盒, 并涂上润滑油, 在后节箱体正面预埋 50kg/m 钢轨, 钢轨插入钢盒中, 箱体在顶进时钢柱在盒内滑移, 钢柱埋设要平顺。在框构四角处设置 I50a 工字钢钢搭榀, 长 2.1m, 采用 Ø22U 型锚栓进行连接^[2]。

②在框构底板处预留长 3.53m 作为中继间稿窝设置, 此处底板厚度 20cm, 并在底板下预埋 2cm 厚钢板补强, 稿窝内两侧设置转正块, 转正块尺寸为长 1.25m×宽 3m×高 1.3m, 并在转正块两侧设置 2cm 钢板, 防止在顶进过程中框构因顶力过大而受损。

③为防止顶进过程中土壤挤进涵身, 须在箱体外的顶、侧三面设置钢护板, 即沿前节箱体接缝处预埋 20mm 厚的钢护板, 钢护板长度延伸至后节箱体 30cm (在千斤顶最大行程时), 为了防止顶进过程中巨大的摩擦使钢护套脱落, 采用在混凝土中预埋钢筋穿孔与钢护板焊接形成一个整体。

5 顶进施工

5.1 顶力计算

以 6.5+18.97+6.5m 孔径根据设计要求框构最大顶力

17946.1t, 顶程 59.64m。

根据地堪资料, 框架桥持力层土质为粗圆粒土, 计算桥体最大顶力时, 按粗圆粒土取值, 计算如下:

$$P1=K(N1f1+(N1+N2)f2+Ef3+RA)$$

式中: P——最大顶力 (kN);

K——系数一般采用 1.2;

N1——框构顶上总荷重;

f1——框构顶上表面与顶上荷重摩阻系数, 采用小滑车取 0.3;

N2——框构自重 (kN);

f2——箱底与基底土摩阻系数取 0.8;

E——箱两侧土压力 (kN);

f3——框构两侧与土体摩阻系数取 0.8;

R——钢刀脚正面阻力取 1500kN/m²;

A——刃角正面面积。

①框构顶上总荷重:

$$\text{土柱重 } G = \gamma \text{ HBL}$$

式中: $\gamma = 22\text{KN/m}^3$;

H——轨底到涵顶距离 H=1.1m;

B——箱涵宽 B=36.77m;

L——箱涵长 L=23.4m。

$$N1=G=22 \times 1.1 \times 36.77 \times 23.4=20822.12\text{kN}。$$

② A 框构自重。

$$\text{框构混凝土重: } 160.91 \times 23.4 \times 2.5=9413.24\text{t}。$$

$$\text{钢筋总重: } 22.376 \times 23.4=523.6\text{t}。$$

$$\text{保护层重量: } 36.77 \times 21.58 \times 0.06 \times 2.5+10=129.02\text{t}。$$

$$N2=9413.24+523.6+129.02=10065.9\text{t}=100659\text{kN}。$$

③ B 框构自重:

$$\text{框构混凝土重: } 150.67 \times 17.9 \times 2.5=6742.48\text{t}。$$

$$\text{钢筋总重: } 21.8 \times 17.9=390.22\text{t}。$$

$$\text{悬臂板重: } 134.27 \times 2.5+29.744=365.42\text{t}。$$

$$\text{刃角重: } 131.76 \times 0.63 \times 2.5+15.722=223.244\text{t}。$$

$$\text{中继间钢材总重: } 37.54\text{t}。$$

$$\text{千斤顶总重: } 600\text{kg} \times 60=36\text{t}。$$

$$\text{高低台钢筋混凝土重: } 566.26 \times 2.5+104.9=1520.55\text{t}。$$

$$\text{I45b 工字钢及钢板重: } 22.8 \times 45 \times 87.4+235.5 \times 22.8 \times 36.77=287.1\text{t}。$$

$$\text{两侧墙封堵混凝土重: } 22.8 \times 0.2 \times 2.25 \times 2 \times 2.5=51.3\text{t}。$$

$$N2=6742.48+390.22+365.42+223.244+37.54+36+1520.55+287.1+51.3=9653.85\text{t}=96538.5\text{kN}。$$

④箱体两侧土压力 E:

$$EA=1/2 \xi \gamma (H1+H2) HB$$

$$=1/2 \times 0.43 \times 19 \times (1.1+17.4) \times 16.3 \times 23.4$$

$$=28824.86\text{kN}$$

$$EB=1/2 \xi \gamma (H1+H2) HB$$

$$=1/2 \times 0.43 \times 19 \times (1.1+17.4) \times 16.3 \times 22.8$$

=28085.76KN

式中： ξ ——静止土压力系数， $\xi=0.43$ ；

γ ——卵石土的容重（KN/m³）， $\gamma=19$ ；

H——计算土层高度，H=16.3m；

H1——为轨底至箱顶高度，H1=1.1m；

H2——为轨底至箱底高度，H2=17.4m；

B——计算宽度 B=23.4m、22.8m。

⑤前刃角正面面积 A：

$$A=0.04 \times 16.3 \times 2=1.304m^2$$

框构 A：P=K(N1f1+(N1+N2)f2+2Ef3+RA)

$$=1.2 \times (20822.12 \times 0.3 + (20822.12 + 100659) \times 0.8 + 2 \times 28824.86 \times 0.8)$$

$$=179461KN=17946.1t$$

框构 B：P=K(N1f1+(N1+N2)f2+2Ef3+RA)

$$=1.2 \times (20822.12 \times 0.3 + (20822.12 + 96025.5) \times 0.8 + 2 \times 28085.76 \times 0.8 + 1500 \times 1.304)$$

$$=175941.5KN=17594.1t$$

5.2 顶进设备

① A 框构处：布置顶力 500t 千斤顶 55 台，备用 4 台， $500 \times 55 \times 0.65=18200 > 17946.1t$ ，满足顶力要求和需求。

B 框构稿窝处：布置顶力 500t 千斤顶 55 台，备用 4 台， $500 \times 55 \times 0.65=17875 > 17594.1t$ ，满足顶力要求和需求。

②根据顶力需要，框架桥采用高压油泵 2 台，备用 4 台。

③顶铁长度由 6.0m、4.0m、2.0m、1.0m、0.5m、0.2m、0.1m 组成，断面尺寸 0.4m×0.4m。顶铁拆装，采用吊车配合，另备若干厚度为 1cm、1.5cm、2cm 的补空铁垫板，以填充顶铁间的空隙，减少空顶。

④顶柱稳定措施：每隔 6m 设置一道横向顶铁，横向顶铁采用 6m 长顶柱^[3]。

5.3 挖土顶进

5.3.1 挖土施工

因 AB 框构高差 2.8m，B 框构前端顶板底限制了框构顶上方 3.9m 高挖土，因此挖土分为两步进行：

第一步：为解决 B 框构前端 3.9m 高的挖土，在 B 框构顶板最前端设置钢筋混凝土柱，间距为 3.5m，钢筋混凝土柱宽为 1.64m、2.5m，并在两钢筋混凝土柱间预埋 3 根 I45b 工字钢，与混凝土柱顶平齐。安装横梁 I45b 工字钢前在两混凝土柱间设置沃特 08-13 小挖机，共 5 台，采用 80t 汽车吊装，在框构顶进过程中，由小挖机开挖前端 3.9m 高的土方，再由 PC300 挖机在框构底板处进行挖土，待框构桥顶进就位后将低台处的钢板及工字钢拆除后，采用吊车将小挖机吊出。

第二步：采用 PC300 挖机进行下部开挖，装土采用装载机进行，严格控制挖土，每次挖土不超过 1m，严禁超挖，并保证刃角切入土层内 10cm 以上，以利于方向控制^[4]。

挖土运土作业：中间孔采用两台 300 挖机挖土，两台

50 装载机两台自卸车同时装土，自卸车运输从中间孔道运土；框构两侧孔分别采用一台 300 挖机挖土，并配合装土，自卸车运输从两侧孔道运土，采用两台 60 小挖机清理基底土。

5.3.2 每循环顶进时间计算

关于每循环顶进时间计算如表 1 所示。

表 1 三孔框构顶进循环时间表

序号	施工工序	工程数量	用时
1	机械挖土	540m ³	7h
2	前端清土	6m ³	0.5h
3	桥体顶进	0.9m	0.5h
4	更换顶柱		1h
5	其他时间		1h
6	循环总计		10h

A 框构顶进每循环用时 10h，每循环顶进 0.9m，2.4 个循环 / 天，可顶进 2m / 天，A 框构支撑桩切除 1 天，顶进框构长 23.4m，故 A 框构顶进时间为 13 天；A 框构与 B 框构间支撑桩凿除及专用线拆除 1 天，专用线横梁接长 1 天，B 框构支撑桩凿除 1 天，B 框构顶进 5 天，拆除低台处隔墙 1.5 天，线路恢复 0.5 天，顶进共 23 天。

5.3.3 顶进施工

顶进工作的过程是：当前方掌子面处挖土完成一个顶程后，即开动高压油泵，使千斤顶产生顶力，通过传力设备，借助于后背梁的反作用力，推动桥体前进。桥体前进后，回镐使千斤顶复原，然后在千斤顶后面空档处填放顶铁，以待下次开镐。如此循环往复，直至桥体就位。

当框构顶进至支撑桩边时，将部分横梁担在框构顶作为支撑，桥体顶部与横梁之间使用顶进滑车，变滑动摩擦为滚动摩擦，减少摩擦力。框架顶板预制时在尾部每隔 3m 设置拉环，采用倒链与线路加固系统联系在一起，随顶进随拉紧倒链，桥外部分设地锚拉紧线路，防止线路横移。

5.3.4 切除支撑桩及抗移桩

框构桥顶进时，需切除顶程内的受影响的支撑桩。拟采用 3 台绳锯将支撑桩冠梁切断，当前檐板前端距支撑桩 1.0m 时，将框构范围内的横梁接长，横梁接头位置错开 1.5m 距离，横梁下垫枕木与小滑车，即线路完全支撑在框构顶板上，支撑桩凿除过程中将枕木墩与滑车采用木楔打紧，开始对支撑桩进行凿除。

第一步采用绳锯将冠梁进行切割，其次在框构内采用破碎锤在支撑桩桩顶以下 6m 位置进行凿除，间隔跳桩凿除；

第二步将支撑桩距离底板顶 50cm 处凿除；

第三步支撑桩凿除深度至底板底以下 0.5m，其上回填碎石。

5.3.5 前刃脚切除

先拆除钢刃角，再标出刃角接头的位置，在 B 框构前端过专用线后对刃角前端 3.8m 处进行绳锯静力切割（事先在刃脚上设 5cm 竖向预留孔），在框构内垫 1m 厚土作为缓冲平台，待前端刃脚切除下来后，采用破碎锤逐一破除后，

再装车运走。随后进行B框架桥的顶进施工，直至顶进就位。

5.3.6 专用线拆除及线路恢复

①钢轨拆除及横梁接长。

专用线封锁后，采用人工将框构顶进范围内2条专用线各拆除50m，将拆除的钢轨倒运至线路外存放。将专用线处横梁与京广、丰沙线横梁接长至专用线抗移桩L型冠梁上，横梁接头处错开1.5m间距，采用2台挖机以框构中心线为中心向两侧同时安装。

②高低台凿除。

当框构桥最前端过专用线后，在顶进过程中随顶进随拆除高低台，将B框构范围内横梁人工配合挖机两侧同时拆除，横梁拆除后，人工采用气割沿I45工字钢分布方向切开，采用挖机将钢板及工字钢拆除。

采用4台绳锯将B框构范围内的钢筋混凝土隔墙凿除，切除时保留隔墙底以上30cm处，切除面应平顺，高低一致，防止在切除过程中破坏B框构顶上防水层，并清除隔墙内填充物。

③回填道砟及横移轨排。

高低台凿除后，采用装载机将道砟回填至B框构顶，分层回填，并采用振捣棒振捣密实，道砟的顶面高度略高于行车轨轨底，随捣固随进行道砟的补充，直至线路稳定。

专用线封锁后，在专用线北侧预先组装2组长50m轨排，直接纵移入位。

6 线路监测

6.1 观测桩设置

在箱身的顶板四角设置高程控制点及箱体前后两端中心线各设置方向标尺，用于顶进中的高程测量和方向偏差的观测，并掌握顶进中的后背梁变形情况，如表2所示。防护桩5m一处设置观测点，桥体内纵横梁支墩上5m一处设置观测点，桥体内轨道线路上5m一处设置观测点。

6.2 观测频次

施工期间2次/天，顶进期间每过一次车监测一次线路变形情况，施工完成后不少于1次/天，观测时间不少于3天。施工完成3天后，前15天内每3天观测一次，在第15~30天每星期观测一次。如果观测有变化，则加密观测次数。

6.3 顶进过程中防纠偏措施

6.3.1 箱身方向左右偏差调整的方法

①用增减一侧千斤顶的顶力，即开或关一侧千斤顶阀门，增加或减少千斤顶不顶力数。如向左偏，即关闭减少右

侧千斤顶，如向右偏则反之。

②框构两侧设置导向墩，间距3m一道，导向墩距框构边墙10cm，其间用垫木隔开。

③前端左右两侧刀脚前，可在左侧超挖，另一侧少挖土或不挖来调整方向。如箱身前端向右偏，即在右侧刀脚前超挖20~30cm，左侧保持刀脚吃土20cm，由于顶进中的两侧刀脚阻力增减差别而达到纠偏的目的^[5]。

6.3.2 纠正箱身“抬头”的方法

①抬头时采取箱体前端底板处适当超挖的方法，根据桥体顶进高程变化趋势，逐步超挖直达到设计要求。

②两侧挖土不够宽，易造成箱身“抬头”，故可在两侧适当多挖。

③箱身“抬头”量不大，可把开挖面挖到与箱底面平并适当超挖。

6.3.3 纠正箱身“扎头”的方法

①前端设置船头坡。在工作坑滑板上预留坡度外，在箱身前端底板下设置“船头坡”。

②吃土顶进；挖土时，开挖面基底保持在箱身地面以上8~10cm，利用船头坡将高出部分土壤压入箱底，纠正“扎头”。

7 结语

以往施工高差比较大的框构中桥下穿既有铁路，都会选择双向顶进技术，通过榆树庄六号路框构中桥单侧顶进的创新，对高、大型框构中桥且既有铁路高差2.8m的条件下中继间法顶进施工积累了宝贵的施工经验，同时也避免了原始双向顶进带来的施工占地大、施工时间长、投资成本大带来的弊端。实践表明了高低台框构中桥下穿既有铁路中继间顶进，这样大大减少了施工投入成本，提高了施工效率，降低了对既有有线运行的影响，对今后类似工程具有很好的指导意义。

参考文献

- [1] 燕玉敏.大吨位框架桥长距离顶进施工技术研究[J].价值工程,2018(16):45-46.
- [2] 林宇.下穿铁路框架箱涵顶进施工技术应用[J].价值工程,2020(16):102-103.
- [3] 李耸耸.大礼路下穿京九铁路框架桥顶进施工分析[J].智慧城市,2021(8):46-47.
- [4] 李苗苗.中继间法在铁路顶进立交桥设计中的应用[J].铁道建筑技术,2015(4):21-22.
- [5] 吴韬.道路下穿包西铁路框架桥纠偏方案的技术分析[J].智慧城市,2021(3):143-145.

表2 框构桥顶进就位后偏差表

中线 (mm)				设计标高		50.40m						
前端方向		后端方向		实测高程 (m)				高差 (mm)				备注
左	右	左	右	前左	前右	后左	后右	前左	前右	后左	后右	
/	32	/	10	52.383	50.373	50.459	50.499	-17	-27	59	99	