第 35 卷 第 1 期石家庄铁道大学学报(自然科学版)Vol. 35 No. 12022 年 3 月 Journal of Shijiazhuang Tiedao University(Natural Science Edition)Mar. 2022

一座 32 m 铁路钢桁梁桥 受损弦杆更换及运营性能分析

林丽军¹, 张志国², 杨高舰²

(1.中建交通建设集团有限公司,北京 100071;2.石家庄铁道大学 土木工程学院,河北石家庄 050043) 摘要:为研究简支钢桁梁桥弦杆更换过程中内力变化及传递规律,以大莱龙铁路辛沙公路 1[#]桥为研究对象,对出现弦杆受损钢桁梁桥进行有限元仿真模拟分析和现场检测,掌握该桥梁 的工作状态和受力特征。分5种工况对存在弦杆损伤的钢桁梁桥、弦杆更换过程中内力的传递 及加固后桥梁状态进行了有限元分析。研究结果表明,被撞击的弦杆受损后已不能满足桥梁刚 度要求,需进行更换修复;弦杆更换过程中桁架内力转移至临时支架,更换完成后再恢复到主桁 结构,钢桁梁桥恢复到正常承载力状态,能够满足规范所要求的强度、刚度和稳定性要求。

关键词:既有钢桁梁桥;弦杆更换;实桥监测;有限元分析 中图分类号:U445.7 文献标志码:A 文章编号:2095-0373(2022)01-0032-07

以杆件体系为承载结构的钢桁梁桥在钢桥发展过程中占有重要地位^[1]。与混凝土桥相比,在同等条 件下钢桁梁桥具有自重轻、施工方便快捷、承载能力大、适合较大跨度等优点,所以成为铁路桥梁的主要 结构形式之一^[2]。在营运过程中,由于动力荷载作用,以及列车轴重的增加,都会使得桥梁提前出现病 害,必要时需要加固。对跨线桥梁还有一类风险因素,即被超限车辆撞击,这种撞击荷载作用后可能会对 桥梁的安全造成影响。针对被超限车撞击后弦杆出现局部弯曲变形、影响正常传力的一座既有铁路简支 钢桁梁桥进行分析,采用有限元模拟仿真计算和现场测试相结合的方法进行研究,目的是通过掌握该桥 弦杆更换过程的受力变化情况,为本桥快速更换控制提供依据^[3-5]。

1 工程概况

跨辛沙公路 1[#] 桥为单线铁路栓焊钢桁梁桥,线路中心里程为 K333+475.92,该桥计算跨度 31.8 m,桁 高 9 m,主桁中心距 5.75 m。主桁弦杆及腹杆均采用焊接组合 H 型截面,弦杆杆件宽度、高度分别为 400 mm 和 420 mm。桥面系采用纵横梁体系,横梁通过连接板栓接于主桁节点,纵梁与横梁平接,横梁高度为 1 200 mm,纵梁高度为 800 mm。钢桁梁主体结构材料采用 16Mnq 钢。钢桁梁桥结构及杆件编号如图 1 所示。



图 1 钢桁梁桥结构(单位:mm)

收稿日期:2021-12-20 责任编辑:车轩玉 DOI:10.13319/j.cnki.sjztddxxbzrb.20210274 基金项目:中建股份科技课题(CSCEC-2020-Z-22) 作者简介:林丽军(1974—),男,高级工程师,研究方向为土木工程建造技术。E-mail:stkzllj092@126.com

林丽军,张志国,杨高舰. 一座 32 m 铁路钢桁梁桥受损弦杆更换及运营性能分析[J]. 石家庄铁道大学学报(自然科学版),2022,35(1);32-38.

钢桁架由于受下穿公路过往车辆撞击,造成下弦杆 E2-E2'产生扭曲变形,截面出现附加力,撞击受损 情况如图 2 所示,相关节点及螺栓排布如图 3 所示。



图 3 节点及螺栓布置示意图(单位:mm)

2 桥梁检测及劣化评定

为全面了解桥梁主体结构的工作性能及劣化 状况,采用常规手段对其缺陷和损伤的性质、严重 程度及发展趋势等技术状况进行综合检查,目的 是通过分析评价既有缺陷和损伤状况对桥梁结构 工作性能的影响程度,确定桥梁结构的劣化等级, 为桥梁劣化评判及维修加固提供依据。跨辛沙公 路1[#]桥劣化状态检查情况如表1所示。

表1 辛沙路1[#]桥劣化状态记录表

部位	损坏类型	劣化状况	
	涂膜病害	无明显病害	
每七沙	裂纹	无明显病害	
钠竹朱	异常变位	梁底跨中严重变形	
	钢梁腐蚀	无明显病害	
支座	约束能力	无明显病害	

根据表1所示劣化检测结果,依据《铁路桥隧建筑物劣化评定标准》(TB/T 2820.1~8—1999)有关规 定要求,综合评定跨辛沙公路1[#]桥劣化状况等级为B级,需要对E2-E2[']弦杆和与其相连的下平联杆件 EE2-E3 进行更换,相应位置重新涂装以恢复桥梁到正常工作状态。

3 钢桁梁更换杆件施工程序

根据现场勘查检测结果,在保证桥梁结构安全和更换过程内力转换平稳前提下,尽量缩短施工要点 时间,以对营运铁路和下穿公路交通影响最小为原则,制定更换步骤如下:

(1)封闭公路,并在待更换杆件节点处搭设临时支架。

(2)拆除下平联杆件 EE2-E3,松解横梁 EE3-E3、斜杆 EE2'-E3、竖杆 A3-E3 的连接螺栓。

(3)对称松解受损弦杆 E2-E2¹两端节点螺栓,再拆除损伤弦杆。

(4)与前述拆卸过程顺序相反,分步安装新换杆件,先安装弦杆,再安装下平联及节点连接螺栓,注意 安装顺序和节点螺栓施拧顺序。

(5)新换杆件、节点及螺栓涂装。

更换施工过程仿真模拟 4

4.1 MIDAS/CIVIL 分析建模

采用 MIDAS/CIVIL 进行更换施工过程模拟,施工步骤根据吊装及杆件拼装过程共分为 5 个工况, 具体列于表 2,典型阶段模型如图 4 所示。工况 1 是拆除杆件后不设置支撑转换的虚拟工况,主要用于受 力及变形对比。工况2到工况5依次代表钢桁架梁支架支撑完成、损伤杆件拆除完成、更换杆件安装完成 和支架拆除完成卸载,桥梁恢复到承载状态。在此过程中,桥梁部分自重荷载先从主桁转换到支撑、再从

支撑恢复到主桁的过程,为掌握更换过程中受力 及变形状态,通过建立模型进行仿真模拟分析。 建模时,将每一个工况单独定义成组并通过激活 或钝化来完成各施工阶段的模拟。模拟时仅考虑 结构自重及施工荷载作用。所有杆件均采用梁单 元模拟,纵梁与纵梁上翼缘、横梁端部截面中心与 上下翼缘均采用刚性连接。一侧设置固定铰约 束,另一侧设置可动铰约束来模拟钢桁架梁结构 的边界条件^[6]。

表	2 仿真模拟上况统	计表
模拟工况	施工阶段	作用荷载
工况 1	对比虚拟工况	结构自重
工况 2	支架支撑	结构自重
工况 3	损伤杆件拆除	结构自重
工况 4	杆件更换完成	结构自重
工况 5	拆除支架	结构自重



(a)对比虚拟工况

(b)支架支撑

图 4 32 m 钢桁梁桥典型阶段模型

(c)更换施工全部完成

- 4.2 仿真结果
- 4.2.1 主桁架内力及位移分析

限于篇幅,仅给出工况1、工况2和工况5阶段主桁架杆件的应力云图,如图5所示。



(c)更换施工完成

图 5 桁架杆件应力云图(单位:MPa)

为考查受损弦杆失效后对钢桁架桥力学行为的影响,将虚拟工况1(假设受损更换杆件完全拆除)和 实际工况 5 主桁架应力进行对比,结果见表 3。工况 1 可以理解为是弦杆受损状态的极限,该弦杆彻底失 效,而实际仅是有效截面减小和杆件刚度一定程度的降低,但是这并不影响对其受力行为变化趋势的定 性分析。从计算结果可以看出,弦杆失效后,主桁架产生应力重分布现象,两主桁架受力出现差异,受撞 击侧主桁杆件内力出现降低,而另一侧主桁架内力出现上升,该侧杆件内力均大于被撞击侧对应杆件内 力,其中应力最大值为 45.1 MPa,出现在未撞击侧下弦杆 EE2-EE3,而撞击侧主桁杆件最大应力仅为 21.8 MPa,出现在斜腹杆 A1-E2。对比工况 1 与工况 5 杆件应力值变化可以发现,被直接撞击侧主桁架 所有杆件应力值均增大,另一侧主桁架应力值均减小;从工况5可以看出,杆件更换完成后主桁架内力恢 复到完好状态,表现出了较好的整体受力性能。

	表 3 主桁相	杆件应力比较	MPa
部位	杆件	工况 1	工况 5
	A1-E2	21.8	22.5
	E2-A3	-7.2	-11.1
	A3-E2′	-9.8	-11.1
	E2'-A1'	18.4	22.5
	A2-E2	-5.9	-7.7
	A3-E3	-13.8	8.6
	AA1-EE2	26.8	22.5
	EE2-AA3	-12.9	-11.1
	AA3-EE2'	-13.7	-11.1
	EE2'-AA1'	28.7	22.5
禾撞击侧	AA2-EE2	-12.4	-7.7
	AA3-EE3	19.3	8.6
	EE2-EE3	45.1	22.7
	EE3-EE2'	39-3	22 7

虚拟工况1和实际工况5 主桁架位移云图如图6 所示。由图6 可以看出,桥梁主桁结构竖向位移的 最大位置位于跨中截面,其中竖向位移最大值结果:工况1为8.17 mm,挠跨比为1/3 892;工况5为5.23 mm,挠跨比为1/6 080,均小于1/1 250,符合规范要求。通过计算结果,还可以得出该弦杆杆件失效后结 构刚度也出现明显降低,实测在重载列车荷载作用下,受损弦杆桁架桥已经逐渐表现刚度不足,长此以往 势必会增加桥梁疲劳损伤,甚至危及安全,所以更换受损杆件十分必要。



⁽a)对比虚拟工况



(b)更换施工完成

图 6 杆件更换前后位移等值云图(单位:mm)

4.2.2 主桁杆件内力变化分析

对虚拟工况1及实际施工阶段工况2~工况5分析建模,并提取部分关联杆件的内力进行比较分析, 杆件内力变化统计见表4,结果如图7所示。从中可以看出:

		表 4 音	主桁杆件内力变化统	计表		MPa
			杆件			
上成 -	下弦杆 E0-E2	下弦杆 EE2-EE2'	上弦杆 A2-A2′	斜杆 E0-A1	斜杆 A1-E2	竖杆 A3-E3
工况 1	17.3	42.5	-15.4	-20.6	21.8	-13.8
工况 2	12.1	11.5	-7.2	-13.8	-14.4	-8.3
工况 3	10.5	13.1	-6.2	-13.3	-16.3	-11.1
工况 4	11.8	11.6	-7.3	-13.7	-14.6	-8.1
工况 5	15.7	22.7	-16.9	-20.2	22.5	8.6

在更换过程中,提取的典型杆件受力基本都经历了一个应力 先降低再增加的过程,表明随更换施工,支架完成以及拆除杆件 过程中,桁架自重荷载一部分被转移到支架承担,而主桁架杆件 内力降低;当更换完成以及拆除支架后,桥梁恢复承载状态,各杆 件内力又增加至成桥状态。其中受压上弦杆 A2-A2'在工况 3 时 内力最小,与工况 5 相比变化幅度达 63.3%;受压斜杆 E0-A1、 A1-E2 内力变化相对平稳,在更换过程中变化幅度分别为 34.2%、36.0%;受拉下弦杆 E0-E2 和 EE2-EE2'内力变化幅度分 别为 33.1%、49.3%;与前述变化不同,受压竖杆 A3-E3 在工况 3



6.8749E+002

最大,更换过程中内力变化幅度为 34.9%。从以上变化可以看出,更换过程中杆件内力基本成比例变化, 仅对直接或间接相连杆件内力影响较大。从模拟结果可以看出,更换过程杆力变化总体平稳,符合力的 传递转换关系,更换方案切实可行。

由主桁内力、位移及桁架杆件内力变化模拟计算分析可知,杆件更换后桁架结构整体性良好,竖向变 形减小,杆件内力分布合理,已恢复到设计理想状态。

4.2.3 支架杆件内力变化分析

对实际施工阶段工况 $2\sim$ 工况 4 分析建模,并提取支架主要 杆件的内力进行分析,最大内力出现在工况 3,为此选取工况 3 进行分析,应力云图如图 8 所示。提取支架反力,在工况 2 为 -36.78 kN,在工况 3 为-41.59 kN,在工况 4 为-36.54 kN。

由计算结果可以得出,更换弦杆施工过程中,支架经历的过 程是内力先增加再到平稳,与更换主桁杆件过程正好形成对照,

表明部分桥梁自重荷载会随更换过程临时转移至支架结构。根据计算结果:支架最大轴向应力为 15.2 MPa,出现在支架立柱杆件;最大拉应力为 41.59 MPa,出现在工字钢分配梁下翼缘,均未超过材料强度 设计值,表明支架结构满足承载力要求。

5 钢桁梁桥运营性能测试分析

5.1 测点布置及试验工况

动载试验应变测点选取在模拟计算应力较大杆件,位移传感器 安装在挠度较大位置,参考仿真模拟计算结果,本工程测点主要布置 在桁架上、下弦杆及腹杆中部,测点详细布置如图 9~图 11 所示。 其中,▲代表应变测点、▲代表挠度测点、●代表竖向振幅测点、●代表 横向振幅测点、●代表横向加速度测点、▲代表竖向加速度测点。



图 10 动载测点布置图

图 9 静载测点布置图



图 11 钢桁梁杆件测点布置图

取表 5 所列共 7 个工况对辛沙公路 1[#] 中桥进行现场静动力行为测试,动态测试时,通过改变行车速 度来考察桥梁振动特性及变形特征。

表 5	桥梁测试上况统计表	

试验类型	工况			速度/(km・h ⁻¹)
静载	工况 1	DF8B 机车+运营满载重车	跨中挠度及杆件应力	—
	工况 2	DF8B 机车+运营满载重车	梁端杆件应力	—
	工况 3	DF8B 机车+运营满载重车	动态参数	10
	工况 4	DF8B 机车+运营满载重车	动态参数	20
动载及提速	工况 5	DF8B 机车 +运营满载重车	动态参数	30
	工况 6	DF8B 机车+运营满载重车	动态参数	40
	工况 7	DF8B 机车+运营满载重车	动态参数	运营速度

5.2 静载试验测试结果

5.2.1 桥梁结构挠度测试

试验列车荷载作用下,跨中挠度实测值及校 验系数见表 6,将实测主桁挠度按弹性阶段换算至 中-活载作用结果,左侧最大挠跨比为 1/1 868; 右

表 6 跨中挠度实测值

测点位置	挠度值 /mm	校验系数
左侧	12.32	0.765
右侧	12.28	0.762

 双工况3

 江2为

 54 kN。

 圣历的过
 图8 工况3支架杆件应力云图

侧最大挠跨比为 1/1 875。挠度校验系数分别为 0.765 和0.762,均满足《铁路桥梁检定规范》^[7](下文简 称《桥检规》)通常值在 (0.70~0.80)之间的要求,挠跨比也小于《桥检规》通常值 (1/1 250)的要求。 5.2.2 主桁杆件应力测试

通过列车荷载试验考察主桁杆件应力变化,并按《桥检规》进行评定。在试验列车荷载作用下,实测跨中上弦杆应力增量最大为-73.2 MPa,校验系数为 0.942;跨中下弦杆应力增量最大为 77.26 MPa,校验系数 为 0.768;跨中斜杆应力增量最大为 44.23 MPa,校验系数为 0.937;纵梁应力增量最大为 104.61 MPa,校验 系数为 0.845;横梁应力增量最大为 135.05 MPa,校验系数为 0.925。校验系数均满足《桥检规》通常值的 要求。

5.3 动载试验测试结果

5.3.1 桥跨结构横向振幅

试验运营列车作用下,实测跨中横向振动幅度随列车运 行速度的提升而增大,在速度为 50 km/h 时振动幅度最大, 振幅值为 1.96 mm(如图 12 所示),满足《桥检规》关于横向 刚度通常值 $[A_{max}]_{5\%}$ (≤ 2.53 mm)的限制要求和横向振幅 安全限值 $[A_{max}]_{5\%}$ (≤ 4.92 mm)的要求。

5.3.2 桥跨结构横向加速度

试验列车过桥时,实测跨中横向振动加速度最大值为 1.28 m/s²,满足《桥检规》关于横向加速度(≪1.40 m/s²)的 限值要求。



5.3.3 桥跨结构振动频率

图 12 列车通过时跨中横向振幅与速度关系图

通过振动特性试验分析,得出该桥实测横向振动频率为 5.08 Hz,竖向振动频率为 7.23 Hz。满足 《桥检规》关于实测横向最低自振频率通常值(≥2.81 Hz)的限值要求和空载货车(或混编货车)通过时车 轮抗脱轨安全度横向自振频率(≥3.13 Hz)的限值要求。

5.3.4 墩顶横向振幅

试验运营列车作用下,墩顶横向振动幅度均随列车速度提升而增大,且下行列车引起的横向振幅稍 大于上行列车。在下行列车速度为 55 km/h 时,1[#] 墩墩顶横向振动幅度最大,振幅值为 0.26 mm(如图 13 所示);在下行列车速度为 60 km/h 时,2[#] 墩墩顶横向振动幅度最大,振幅值为 0.22 mm(如图 14 所 示)。均满足《桥检规》中墩顶横向振幅通常值 (≪0.49 mm) 的限值要求。



图 13 列车通过时 1[#] 墩横向振幅与速度关系图



图 14 列车通过时 2[#] 墩横向振幅与速度关系图

6 结论

营运线钢桁架桥梁弦杆出现损伤后,对结构受力行为影响是一个值得研究的问题。通过仿真计算, 详细研究了受损弦杆对主桁架内力的影响,表明当一侧下弦杆由于碰撞严重受损后,主桁架会出现内力 重分布,即受损侧主桁杆件会卸载,另一侧杆件内力会增加,即使在对称荷载作用下两主桁架受力也不再 对称。这一变化会加剧桥梁杆件劣化趋势,应引起养护部门重视。通过对大莱龙铁路辛沙公路1[#]中桥弦 杆更换施工、有限元模型分析及静动载试验研究,主要得到以下结论:

(1)采用有限元软件建立桁架桥空间模型能够很好模拟施工过程中桁架各杆件内力的变化,可以追踪施工过程影响规律,实现对施工过程控制的精细化管理,避免施工出现安全事故,为施工方案可行性提供依据。

(2)从动载试验数据可以看出,列车轴重及行驶速度是影响桥跨结构及桥墩振幅的重要因素。随着 速度的提高,桥跨跨中、桥墩墩顶横向振幅均会同步增加,表明动力因素是影响桥梁横向刚度的主要 因素。

(3)通过桥梁静动载试验测试表明,该受损弦杆 32 m 跨度铁路简支钢桁梁桥,经过更换杆件维修后, 其强度、刚度及横向整体稳定性等均能满足设计及使用要求,桥梁结构工作状态恢复良好。

桥梁检测与加固是一项专业性较强的工作,在桥梁生命周期内十分重要,尤其对既有线铁路桥梁,已 经营运多年,随着荷载等级和列车速度的增加,以及特殊原因造成的损伤都会增加营运安全风险。通过 桥梁检测及模拟分析,对其营运安全性能做出准确评估,可以为设计可行的加固方案提供依据。基于实 例分析,详细阐述了钢桁架桥的杆件更换过程模拟分析及静动载试验结果,以期为今后类似结构桥梁的 加固改造和维修管理提供借鉴。

参考文献

[1]陈惟珍.钢桁梁桥评定与加固:理论、方法和实践[M].北京:科学出版社,2012.

[2] 小西一郎. 钢桥(第三分册)[M]. 北京:人民铁道出版社,1980.

[3] 牟志钰. 重载运输条件下 64 m 单线钢桁梁桥静动力学性能分析[J]. 科技创新与应用,2021,11(27):83-85.

[4]孔令宗.下承式简支钢桁梁桥加固及检测试验研究[J].铁道建筑,2019,59(8):54-56,60.

[5]李保龙. 重载铁路 64 m 下承式钢桁梁桥运营性能研究[J]. 国防交通工程与技术,2012,10(5):13-16.

[6] 宋浩,曹聪慧,陈伟,等. 有限元软件梁杆单元局部坐标系的简化确定方法[J]. 石家庄铁道大学学报(自然科学版), 2019,32(3):1-6.

[7] 中华人民共和国铁道部. 铁路桥梁检定规范[S]. 北京:中国铁道出版社,2004.

Replacement and Operation Performance Analysis of Damaged Chord of a 32 m Railway Steel Truss Bridge

Lin Lijun¹, Zhang Zhiguo², Yang Gaojian²

(1. China Construction Transportation Construction Group Co. Ltd., Beijing 100071, China;

2. School of Civil Engineering, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang 050043, China)

Abstract: In order to study the internal force change and transfer rule in the replacement process of string bar of a simply supported steel truss bridge, this paper took No. 1 bridge of Dalailong Railway and Xinsha Highway as the research object, to test the working state and stress characteristics of the steel truss bridge with string bar damage, by using finite element simulation analysis and on-site detection. The finite element analysis of steel truss bridge with chord damage, the transfer of internal force during chord replacement and the state of the bridge after reinforcement were carried out under five working conditions. The results show that the damaged chord cannot meet the stiffness requirements of the bridge and should be replaced and repaired. During the process of chord replacement, the internal force of the truss will be transferred to the temporary support, and then restored to the main truss structure after replacement. The steel truss bridge will be restored to the normal bearing capacity, which can meet the requirements of strength, stiffness and stability required by the code.

Key words: existing steel truss bridge; chord replacement; real bridge monitoring; finite element analysis