

孟加拉帕德玛大桥主桥钢桁梁预拱度设置

欧阳华¹, 万成钢², 丁 巍¹

(1.中交一公局桥隧工程有限公司, 湖南 长沙 400114; 2.中铁大桥局集团有限公司, 湖北 武汉 430050)

摘 要: 孟加拉帕德玛大桥主桥由41孔跨度为150 m钢桁梁组成, 由于钢梁为全焊接结构, 采用浮吊与桥面吊机配合整孔安装的施工方案, 钢桁梁吊装上桥后不具备线形调整的条件。钢梁竖向线形误差要求控制在 ± 20 mm以内, 对比国内同类桥梁, 线形控制要求高; 且支座下摆允许偏离设计位置 ± 10 mm, 整孔钢桁梁纵向制造长度控制难度大, 通过研究影响预拱度理论计算的因素, 以及预拱度的设置方法, 为工程的顺利实施提供理论依据。其成果对同类国际工程具有参考意义。

关键词: 全焊接钢桁梁; 预拱度; 计算方法; 设置方法

中图分类号: U448.36

文献标志码: B

文章编号: 1009-7716(2021)03-0062-03

1 工程概况

孟加拉 padama 主桥由41孔 $[6 \times (6 \times 150 \text{ m}) + (5 \times 150 \text{ m})]$ 跨度为150 m的钢混结合连续梁组成, 全桥长6.15 km。双层桥面布置, 下层为单线米轨铁路, 上层为双向4车道公路。

主梁为钢桁混凝土结合梁, 三角桁架, 整体节点, 全焊结构。桁高11.2 m(上、下弦杆中心距离), 桁宽12 m(左、右弦杆中心距离), 节间长度18.75 m。主桁杆件、上下横梁均为焊接箱型截面, 每孔钢梁重约3 000 t。

钢桁梁架设方法: 首孔钢梁采用浮吊整体吊装就位后, 在已架钢梁端部安装桥面吊机; 其余跨用浮吊起吊钢桁梁后, 一端与桥面吊机吊索连接, 另外一端落于墩顶临时支座上, 浮吊松钩后, 钢桁梁自重荷载转换至桥面吊机和临时支座上, 精调位置后, 焊接钢梁下弦杆和斜杆和合龙上弦杆并检测焊缝, 然后解除桥面吊机的吊索。以第二孔钢梁架设为例, 方案示意图如图1所示。

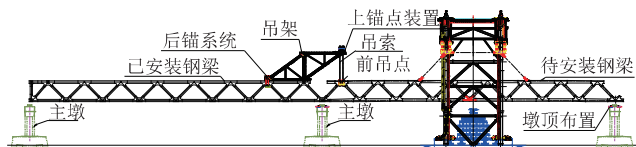


图1 钢梁架设方案示意图

该桥为全焊接结构, 采用浮吊和桥面吊机整孔吊装, 下弦杆和斜杆直接对位焊接, 上弦杆预留一段

作为合龙杆, 待合龙上弦杆安装完成后, 松桥面吊机吊索。此方案不需顶落梁调整, 钢梁吊装上桥后, 已不具备线形调整的条件。若钢梁线形偏差较大, 则会对全桥结构造成较大影响。故此桥对钢桁梁理论线形的计算精度要求高。另外, 为保证安装线形与成桥线形能达到理论目标, 制造预拱度的误差控制和预拱度的实现也显得尤为重要^[1-6]。

2 钢桁梁预拱度有限元计算

2.1 模型建立

利用有限元软件建立6孔一联全桥计算模型, 钢桁梁各杆件采用梁单元模拟, 桥面板采用板单元模拟, 计算模型如图2所示。



图2 钢梁预拱度计算模型

2.2 计算参数的选取

影响钢桁梁预拱度理论计算结果有很多因素, 其中: 计算参数的选取至关重要。任何一个参数取值与实际不一致, 有可能使计算的理论与实际值偏差超过允许范围, 后期处理难度将增大。关键参数宜选取试验数据。钢梁弹模、容重, 以及混凝土弹模、容重等试验参数如表1所列。

2.3 荷载试验

为保证理论计算的准确性, 以整孔钢桁梁在存梁台座上的简支状态做加载试验, 根据试验结果对计算进行校核。加载位置位于节点2、节点4、节点6、节点

收稿日期: 2020-07-15

作者简介: 欧阳华(1986—), 男, 硕士, 工程师, 从事桥梁工程设计与、桥梁施工设计和技术服务工作。

表 1 计算参数表

参数		试验数据
钢梁	容重	77 kN/m ³
	弹模	205 kN/mm ²
混凝土桥面板 C50	容重	24.4 kN/m ³
	弹模	45.6 kN/mm ²

7 四个节点位置处,在节点中心两侧分批加载,见图 3 所示及表 2、表 3 所列。

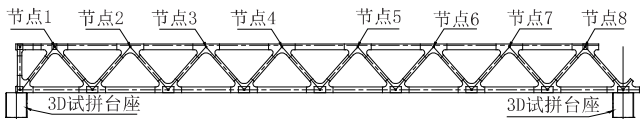


图 3 加载位置示意图

表 2 荷载试验加载表

步骤一	在节点 2、4、6、7 左侧加载重量 41 824.8 kg(称重)
步骤二	在节点 2、4、6、7 右侧加载重量 41 824.8 kg(称重)
步骤三	在节点 2、4、6、7 左侧加载重量 55 766.4 kg(称重)
步骤四	在节点 2、4、6、7 右侧加载重量 55 766.4 kg(称重)
步骤五	在节点 2、4、6、7 左侧再加载重量 55 766.4 kg(称重)
步骤六	在节点 2、4、6、7 右侧再加载重量 55 766.4 kg(称重)

表 3 荷载试验加载表

步骤一	卸载节点 2、4、6、7 左、右两侧重量 55 766.4 kg(称重)
步骤二	卸载节点 2、4、6、7 左、右两侧重量 55 766.4 kg(称重)
步骤三	卸载节点 2、4、6、7 左、右两侧重量 41 824.8 kg(称重)

理论计算结果与荷载试验数据对比见图 4~图 6 所示。

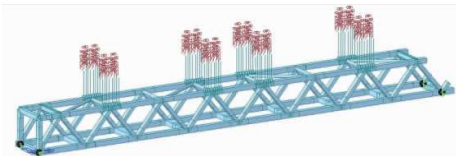


图 4 计算模型

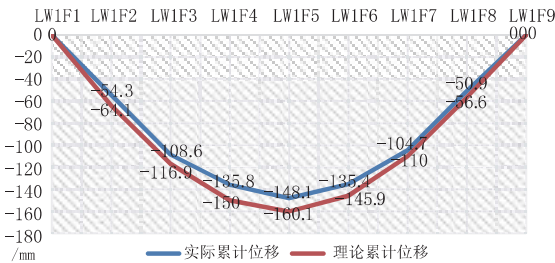


图 5 钢桁梁自重作用下的位移对比图

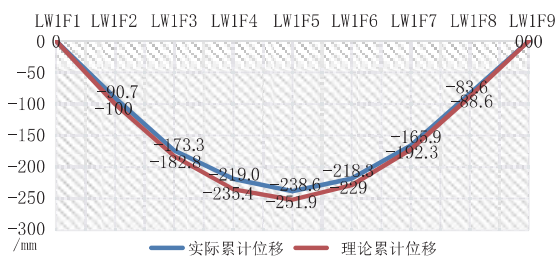


图 6 钢桁梁加载步骤六的位移对比图

通过试验数据与理论计算的对比分析可知,在自重作用下,理论计算位移与实际测量位移的最大差值为 160.1-148.1=12(mm);加载完成后,累计位移差值为 251.9-238.6=13.3(mm),则仅由荷载导致的误差为 13.3-12=1.3(mm)。由此说明钢桁梁的刚度模拟理论计算是准确的,仅自重作用下存在 12 mm 误差,在允许范围内,最终厂设预拱度根据调整后的容重重新计算后确定。

2.4 关键施工步骤的模拟

施工过程的模拟是否准确对计算结果至关重要。通过细化施工步骤,采用多个施工阶段模拟施工过程,6 跨一联钢桁梁的编号分别为 A、B、C、D、E、F 跨,钢桁梁架设顺序由 A 跨到 F 跨,架设一跨钢梁的施工过程按 6 个施工阶段进行模拟。以其中第二跨(B 跨)架设与 A 跨钢梁合龙关键步骤为例说明;

B 跨钢梁架设施工阶段分析如表 4 所列。

表 4 B 跨钢梁架设过程施工阶段分析表

施工阶段	施工模拟说明
在 A 跨钢梁上拼装桥面吊机	在 A 跨上施加桥面吊机自重荷载
起吊 B 跨钢梁一端,B 跨钢梁另外一端落于临时支座上	将 B 跨钢梁吊装工况下的反力加至桥面吊机吊点处
焊接 B 跨钢梁与 A 跨钢梁的下弦杆	激活下弦杆 3 mm 长焊缝单元
焊接 B 跨钢梁与 A 跨钢梁的下弦杆和腹杆及上弦杆	激活腹杆 3 mm 长焊缝单元
焊接 B 跨钢梁与 A 跨钢梁的下弦杆和腹杆及上弦杆	激活上弦杆合龙杆件单元
A、B 跨钢梁下弦杆、腹杆、上弦杆焊接完成后,桥面吊机松钩	钝化桥面 B 跨钢梁吊点处的约束同时钝化桥面吊机吊点荷载

2.5 计算结果

钢梁理论预拱度为一期恒载+二期恒载+1/2 活载下的挠度反向值。预拱度计算结果见表 5 所列。仅以其中 A 跨为例。

表 5 理论预拱度计算结果表

单位:mm				
编号	下弦杆节点位置	恒载	活载	理论预拱度
A 跨	A1	0.0	0.0	0.0
	A2	-124.4	-18.5	133.7
	A3	-237.2	-35.5	255.0
	A4	-305.2	-46.3	328.4
	A5	-320.5	-49.7	345.4
	A6	-283.2	-45.3	305.9
	A7	-202.1	-33.8	219.0
	A8	-98.5	-17.6	107.3
	B1	0.0	0.0	0.0

3 厂设预拱度设置方法

3.1 上弦杆制造长度确定方法

钢桁梁的预拱度设置方法通常是伸长或缩短上弦杆件拼接缝尺寸,增加或减少上弦节间长度,现先通过理论计算得到全桥的预拱度值(下弦节点拱度值),同时考虑竖曲线影响导致的下弦杆各节点标高的变化,采用平面尺寸放样的方法得到上弦杆件各杆件伸缩值,并用温度法计算进行校核确定。具体方法以两节间为例说明:

步骤一:根据计算的下弦杆预拱度值作下弦杆的曲线图,其中 f_{n-1} 、 f_i 、 f_{n+1} 为节点拱度值(见图7)。

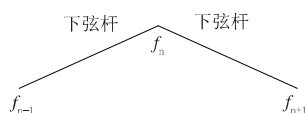


图7 步骤一图示

步骤二:以每个节间的下弦杆为三角形底边画斜杆,保证斜杆长度以及斜杆与下弦杆的夹角与设计理论值保持不变,即每个三角形单元为一个不变的刚体整体转动(见图8)。

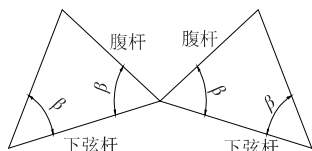


图8 步骤二图示

步骤三:连接每个三角形的顶点,每两个顶点之间的连线长度就是制造需要的上弦杆长度,减去设计的理论长度就是上弦杆的伸缩值(见图9)。

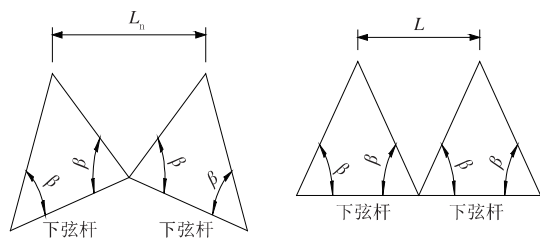


图9 步骤三图示

上弦杆需要的制造长度为 L_n ,伸缩值 $\Delta L = L_n - L$ 。

根据放样得出的杆件伸缩值算出对应的温度荷载,将温度荷载施加到模型上,计算结果作为校核。

3.2 钢梁制造控制措施

钢梁制造拼装虽然每节间位置均设置有垫块,但在自重作用下,无法实现完全的无应力拼装。为控制制造误差,按先分组桁片制造后立拼的拼装原则,即将每孔钢梁的8个节间,先按两个节间为一

组桁片进行平躺制造,然后进行整体桁片拼装、焊接接口。

焊接采用对称焊接的方式减少焊接对钢梁应力的影响。焊接顺序依次为下弦杆、上弦杆、腹杆。

4 钢桁梁纵向长度调整方法

钢桁梁架设上桥后,下弦杆受拉后长度变长即梁长发生了变化,导致钢梁支点中心线与墩中心线不吻合,支座上摆与支座下摆不对中。所以,钢梁在制造时,除考虑设置竖向预拱度外,钢梁纵向长度(下弦杆的制造长度)也同时需要调整。

仅通过合龙口处的杆件长度调节不利于墩顶扭曲杆件制造及对接。根据理论计算6孔一联钢梁成桥后,纵向长度变化量为210 mm,将整孔钢桁梁成桥后的纵向变化长度平均分配到每孔8个节间,每个节间的下弦杆在制造时,将理论长度缩短,斜杆做相应微调。

采用上述方法使钢桁梁架设上桥后,支座上摆与支座下摆中心基本吻合,偏差控制在允许范围内。

5 研究结论

- (1)钢桁梁预拱度理论计算参数应采用试验数据。
- (2)关键施工步骤的过程模拟应细化施工阶段。
- (3)钢桁梁采用分组桁片制造再拼装焊接可有效控制制造误差。

(4)大跨度钢桁梁整孔架设,钢桁梁纵向长度根据计算得到的成桥水平位移,在制造时进行预偏(缩短),是保证支座的精确安装的一种有效方法。

6 结 语

帕德玛公铁两用大桥是“一带一路”倡议的重要交通支点工程,被孟加拉国人民称为“梦想之桥”,采用的标准主要为英标,建设过程要求严格,施工方法与国内类似桥梁也有所不同。钢梁采用浮吊与桥面吊机配合整孔安装,非顶落梁合龙方式使钢梁架设上墩后已不具备调整线形的条件,故对理论计算和工厂制造的线形要求高,控制难度较大。该桥通过理论与试验相结合的方法,减少了理论计算误差,通过先桁片制造后立拼的方法控制制造线形,同时在制造过程中对下弦杆纵向长度进行调整实现支座上摆与支座下摆的精确对位。预拱度计算,以及设置方法均符合国际工程管理思路,对同类国际工程工具有参考意义。

(下转第80页)

行分析,得到的数据分析结果如图4所示。

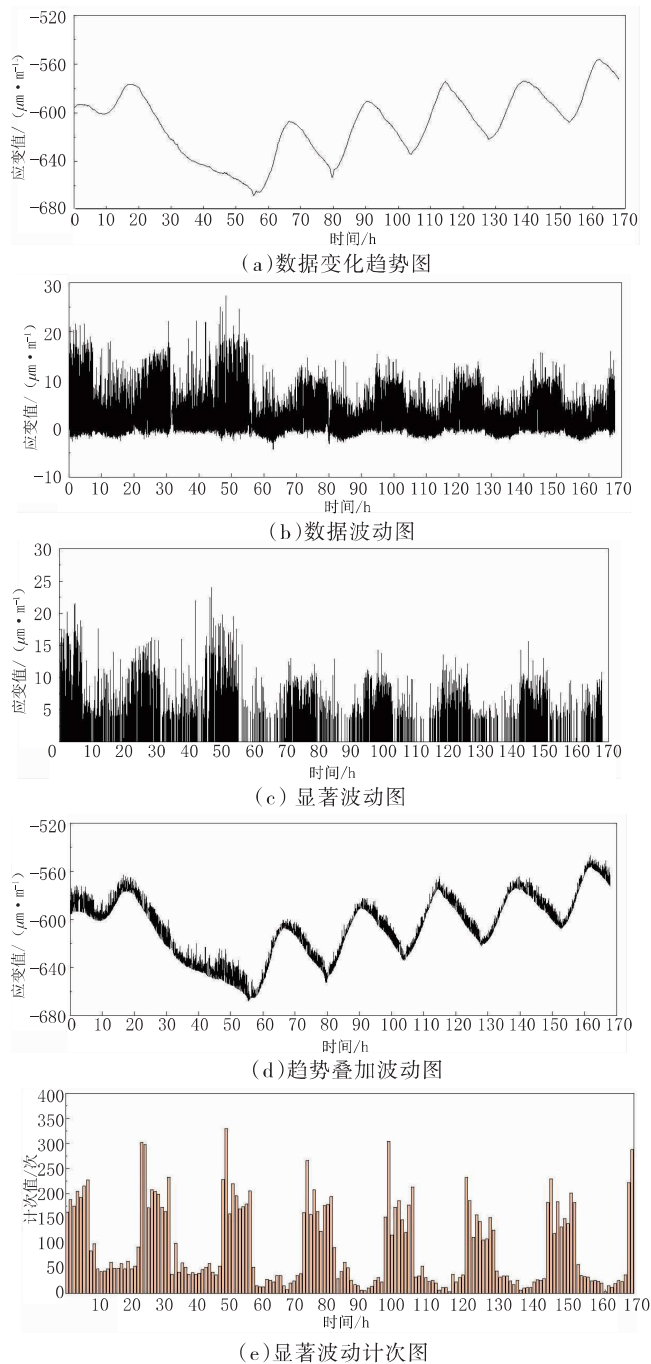


图4 数据分析结果

由图4可知,在对原始数据图3(a)进行滑动平均处理之后,可得到数据的变化趋势值(见图4(a));除去趋势数据,即可得到数据的波动值(见图4(b));对应运营指标过滤掉微小波动后保留显著波动值以及对应时刻,即得到显著波动图(见图4(c));将趋势值叠加显著波动值,即得到图4(d)的趋势叠加波动值图;对各时段内产生的显著波动次数进行计次,即得到图4(e)的显著波动计次图。

4 结 语

(1)数据趋势值在夜间达到峰值状态,且主跨跨中等一些关键位置的应变响应波动次数总数呈现周期性变化,在白天7点~18点范围内,各时段内的显著响应次数较小,而在夜间各时段内的显著响应次数明显增大,这与夜间重载交通通行数量多有关。

(2)对比应变与温度变化趋势图可知,应变与温度变化趋势接近,但应变变化相比温度变化约有2 h左右的滞后,这与混凝土结构整体传热以及相关变形速率有关。

参考文献:

- [1] 刘泽佳,陈溢涛,周立成,等.桥梁长期健康监测大数据温度与应变特征及关联性分析[J].科学技术与工程,2018,18(35):72-79.
- [2] ZHANG J, SATO T, IAI S. Support vector regression for on-line health monitoring of large-scale structures [J]. Structural Safety, 2006, 28(4): 392-406.
- [3] 李雪莲.温度与斜拉桥跨中挠度的关联性分析[J].城市道桥与防洪, 2013(12):66-69, 10.
- [4] 孙文瑞.基于模糊 kohonen 聚类算法的桥梁健康监测数据挖掘模型的建立[D].哈尔滨:哈尔滨工业大学,2014.
- [5] 谢维信,高新波,裴继江.模糊聚类理论发展及其应用[J].中国体视学与图像分析,1999(2):113-119.

(上接第64页)

参考文献:

- [1] 万明坤.钢桁梁起拱方法的探讨[J].长沙铁道学院学报,1981,(1): 43-58.
- [2] 曾永平,陈天地,袁明,等.大跨度铁路钢桁梁斜拉桥预拱度设置[J].铁道工程学报,2010,32(10):78-81.
- [3] 胡步毛,艾宗良,袁明,等.基于非线性规划实现钢桁连续梁预拱度
- [4] 李绍龄.三角形钢桁梁桥的预拱方法[J].铁道标准设计,1995(9): 13-14.
- [5] 陈玉骥.下承式钢桁结合梁在双线对称荷载作用下的近似解[J].铁道学报,2008,30(1):48-52.
- [6] 蔺鹏臻,刘世忠.桥梁结构有限元分析[M].北京:科学出版社,2008.
- [7] 铁道工程学报,2010,32(4):49-52.