

DOI:10.16799/j.cnki.esdqyfh.2022.07.022

# 某钢结构景观桥晃动分析及加固

曹守金, 单彬彬, 王高峰

(中国市政工程中南设计研究总院有限公司, 湖北 武汉 430000)

**摘要:** 某钢结构景观桥投入运营后,人走至跨中位置时,能明显感到桥梁横向晃动,须进行加固改造。首先从桥梁结构布置、节点做法介绍了桥梁现状概况,然后采用 Midas 建立模型进行分析,模型位移计算结果不收敛,初步判定为结构体系不稳定。提出三种加固措施,将铰接支座改造成固定支座、将钢梁铰接连接节点改造成刚接节点、增加支撑,并分别建立模型进行分析,最后结合现场实际情况及理论与实际的出入,推荐采用将钢梁铰接节点改造成刚接节点并增加主梁交叉支撑的方案,按方案加固后横向晃动问题消失。通过该桥的分析及加固方案设计,对以后类似工程有一定借鉴意义。

**关键词:** 钢结构;景观桥;晃动;加固

中图分类号: U448.36

文献标志码: B

文章编号: 1009-7716(2022)07-0082-03

## 1 改造前景观桥概况

### 1.1 桥梁布置

景观桥跨径 23.37 m,起拱高度 2.0 m;横向布置:横桥宽度 4.0 m。

主梁 GL1 采用焊接 H 型钢 H600 × 240 × 8 × 10,共两道;横梁 GL2 采用焊接 H 型钢 H200 × 200 × 6 × 8,间距 1.5 m;支撑木铺装纵梁 GL3 采用焊接 H 型钢 H150 × 150 × 6 × 6,间距 0.84 m。桥梁用钢材等级均为 Q235B 级钢。主梁 GL1 支座采用 4M30 地脚螺栓。钢桥结构平面布置见图 1。

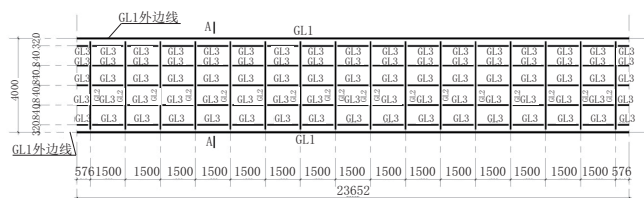


图 1 钢桥结构平面布置图(单位:mm)

### 1.2 桥梁节点连接

(1)横向 GL2 与 GL1 腹板采用 2M16 栓接,GL2 上下翼缘板与 GL1 无连接,节点构造为铰接(见图 2)。

(2)纵向 GL3 与 GL2 腹板采用 2M16 栓接,GL3 上下翼缘板与 GL2 无连接,节点构造为铰接(见图 3)。

(3)GL1 支座采 4M30 预埋螺栓,节点支撑方式为铰接(见图 4)。

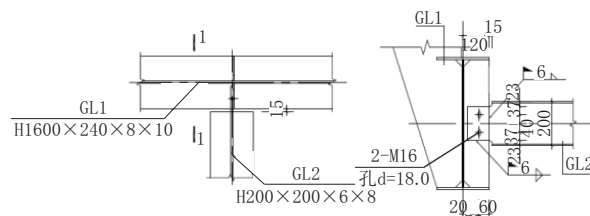


图 2 GL2 与 GL1 现状连接方式(单位:mm)

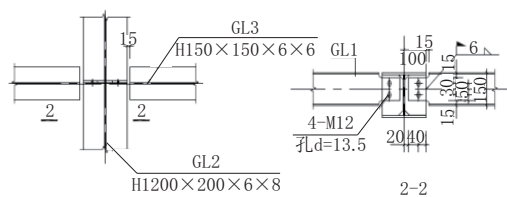


图 3 GL3 与 GL2 现状连接方式(单位:mm)

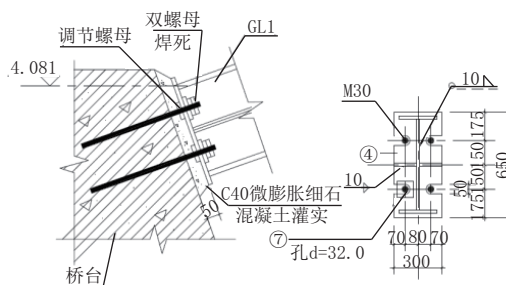


图 4 GL1 支座连接方式(单位:mm)

## 2 晃动原因分析

桥梁建成后即发现当人走至跨中位置时,能明显感到桥梁横向晃动,即使一两个人走在上面,横向晃动仍比较明显。

初步分析可能存在以下原因:桥梁横梁 GL2 与

收稿日期: 2021-12-17

作者简介: 曹守金(1986—),男,硕士,高级工程师,从事市政结构设计工作。

主梁 GL1、GL3 与 GL2 节点连接方式均为铰接,体系存在稳定问题;GL1 支座铰接存在缺陷,存在位移可能。

针对以上分析,分别采用 Midas 建立模型进行比较分析:按现状实际情况建立模型,节点连接方式均为铰接;调整 GL1 支座为固定支座(限制位移及转角),钢梁节点连接方式保持为铰接;调整钢梁节点连接方式为刚接,GL1 支座保持铰接;增加交叉支撑。

对比模型加载:结合现场情况,在一侧栏杆处施加水平荷载,施加荷载大小按照 1 kN。

### 2.1 原桥模型复核计算结果(GL1 支座铰接, GL 节点铰接)

根据模型结果,计算结果不收敛,结构体系不稳定,实际现场位移没有过大应是实际节点构造和理论节点铰接存在差异,实际节点存在一定限制扭转的能力,不是纯粹的铰接连接,见图 5。

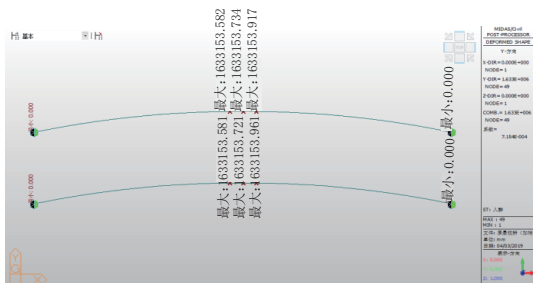


图 5 原桥模型横桥位移(DY)计算结果

### 2.2 GL1 支座修改为固定支座时计算结果

根据模型结果,在 1 kN 水平集中力作用下,横桥水平向最大位移为 16.5 mm,结构体系稳定,但水平位移过大,不能满足要求(如按照一侧栏杆施加 1 kN/m 的水平力位移将更难满足要求)。特征值分析结果显示,该情况下横向一阶自振频率为 0.5 Hz,与行人频率接近,存在共振可能性,见图 6。

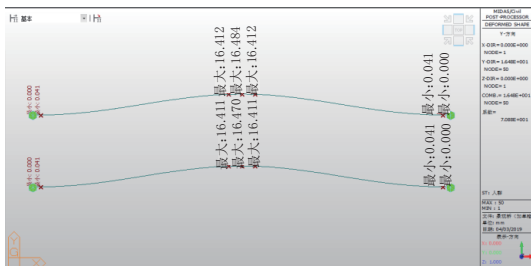


图 6 GL1 支座修改为固定时横桥位移(DY)计算结果

### 2.3 GL 节点刚接时计算结果

根据分析,在 1 kN 水平集中力作用下,横桥水平向最大位移为 0.3 mm,结构体系稳定,水平位移很小。最大水平位移根据最不利加载情况再行计算确

定。特征值分析结果显示,该情况下横向一阶自振频率为 3.4 Hz,满足要求,见图 7。

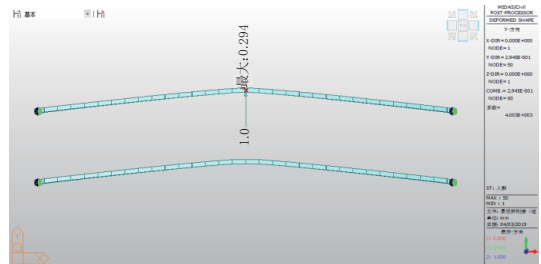


图 7 钢梁节点刚接时横桥位移(DY)计算结果

### 2.4 增加支撑后计算结果

根据分析,在 1 kN 水平集中力作用下,横桥水平向最大位移为 1.8 mm,结构体系稳定,水平位移较小。最大水平位移根据最不利加载情况再行计算确定。特征值分析结果显示,该情况下横向一阶自振频率为 1.2 Hz,不满足要求,见图 8。

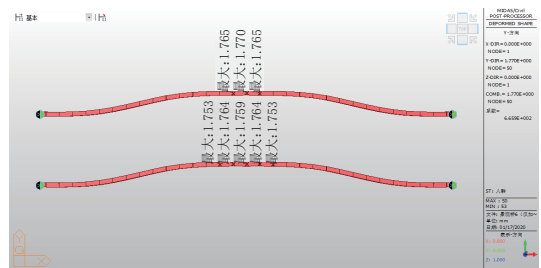


图 8 增加支撑后横桥位移(DY)计算结果

根据上述分析,可以确定原桥体系稳定存在问题,即在水平力作用下,结构体系为机动。计算结果验证了初步假定的正确性。

## 3 改造加固方案

结合前述不同改造模型分析结果,修改主梁支座形式及修改 GL 节点形式均可使结构体系稳定。

(1)改造支座:钢结构桥梁支座常用做法为插入式支座,即主梁插入混凝土中并设置抗剪键与混凝土结合一起,目前情况下改造成该种支座难度较大。即使支座可以改造成固定形式,但横向水平力产生的位移仍然较大难以满足要求,同时结构自振频率也不能满足要求。

(2)改造钢梁节点:通过增加钢梁翼缘连接来改变节点形式,变铰接节点为刚接节点,增加桥梁赘余度,达到体系稳定的目的。该处理方法主要是现场焊接工作量大,同时需克服实际连接与理论的差异,即目前 GL2 与 GL1 在中部连接,与 GL1 翼缘板只能通过侧面加焊钢板实现连接,实际节点难以百分百达到理论刚接效果。考虑上述原因,在上述方案的基础

上,在 GL2 的下方增设交叉支撑;同时在桥面满铺桥面板,桥面板按区格下料,采用 6 厚钢板,与钢梁满焊,增加体系的整体性。

### 3.1 改造后桥梁计算结果

改造后钢桥计算模型见图 9。

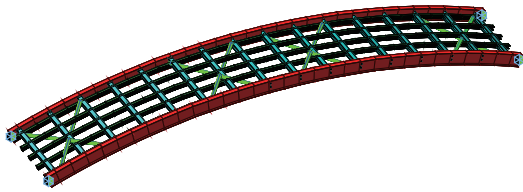


图 9 改造后钢桥计算模型

主梁计算结果如下:

(1)主梁最大组合应力为 155 MPa ≤ 215 MPa, 满足要求,见图 10。

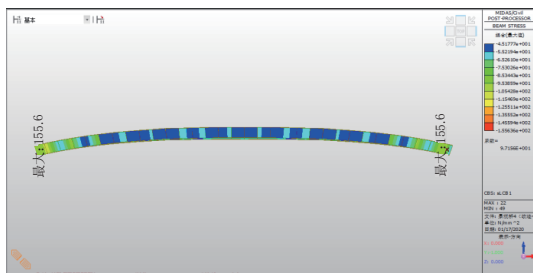


图 10 主梁组合应力结果

(2)主梁纵向整体稳定验算

按照《公路桥规》,双铰纵向稳定计算时计算长度为 0.54 La;按照简支梁时计算长度为 La,取不利进行计算,计算长度取 23.70 m。按照《钢结构设计标准》计算,主梁整体稳定性满足要求。

(3)主梁水平变形最大值为 2.4 mm,竖向最大变形量为 9.0 mm,满足规范 L/600=39.5 mm,见图 11、图 12。

(4)结构一阶横向自振频率最大值为 4.5 Hz,规范规定竖向自振频率限值为 3.0 Hz,一般水平自振频率不应低于竖向自振频率的 0.5 倍,满足要求。

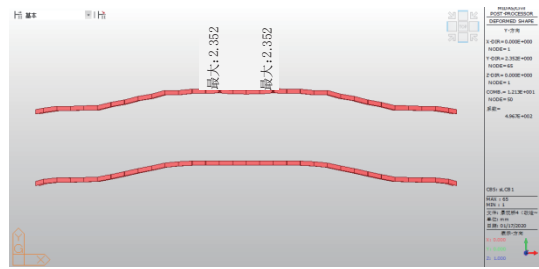


图 11 主梁水平变形(DY)结果

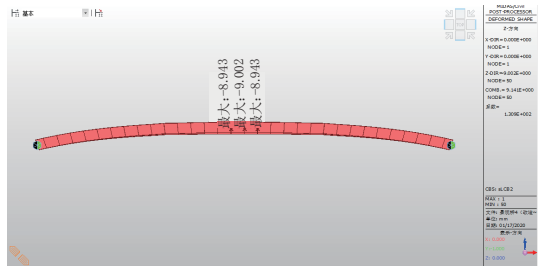


图 12 主梁竖向变形(DZ)结果

施工改造顺序:拆除桥面系→安装交叉支撑→改造钢梁节点→桥面板及铺装系统安装。交叉支撑安装完成后,根据现场反馈情况,横向晃动问题已经消失。

## 4 结 语

(1)通过该桥的分析及加固方案设计,对以后类似工程有一定借鉴意义。

(2)钢结构桥梁设计过程中应注意横向分析,特别对于一些体量较小、宽跨比小的窄桥或线形复杂的钢结构人行桥梁,应注意整体受力分析。

(3)钢结构人行桥梁往往自重轻、跨度大,应注意将自振频率控制在规范允许范围内。

(4)对于跨度较大的钢结构人行拱桥,主拱建议采用箱型梁;主拱与桥台采用插入式做法。

### 参考文献:

- [1] GB 50017—2017, 钢结构设计标准[S].
- [2] CJJ 69—95, 城市人行天桥与人行地道技术规范[S].
- [3] JTG D60—2015, 公路桥涵设计通用规范[S].

(上接第 77 页)

两拨千斤作用,其改造经验被推广至武汉市其它拥堵节点改造工程,该工程实践经验可为同类型桥梁的建设提供参考。

### 参考文献:

- [1] 张经纬.城市高架桥梁拼宽方案比选[J].城市道桥与防洪,2020(6): 68-71.

- [2] 林光忠.凤山分离式立交桥拓宽设计数值模拟分析研究[J].福建交通科技,2020(2):89-92.
- [3] 姜霖.大连市东北路立交桥拓宽改造研究与分析[D].大连:大连理工大学,2006.
- [4] 丁佳元,钟小军,芮浩飞.上海市内环高架道路(宛平南路-瑞金南路)拓宽方案探讨[J].中国市政工程,2006,122(4):11-13,32.
- [5] 任才.中心城区新建高架桥上部结构选型研究[J].城市道桥与防洪,2020(1):43-46.