

# 加设钢管桁架纵梁改造中承式拱桥 悬挂桥道系的应用研究

彭桂瀚<sup>1</sup>, 袁保星<sup>2</sup>, 陈宝春<sup>1</sup>

(1. 福州大学 土木工程学院, 福建 福州 350108; 2. 路桥集团 桥梁技术有限公司, 北京 100102)

[摘 要] 既有的大量钢管混凝土中下承式拱桥的悬吊桥道系,以横梁为主结构,横梁之间缺乏有效的纵向联系,整体性较差,在车辆作用下的变形和振动较大,抗风险能力也较差。其加固改造是一个重要的课题。以石潭溪大桥为例,对采用吊杆横梁间加设钢管桁架加劲纵梁的加固改造方案,从静力性能、动力性能等方面进行了分析,提出了加固改造的技术方案,对加固改造后的桥梁进行了静动载试验。研究结果表明,对于早期修建的无加劲纵梁的中下承式钢管混凝土拱桥的悬挂桥道系,加设钢管桁架纵梁是一种可行有效的加固改造方案,能有效改善桥道系的车振性能、提高其抗风险能力,且施工简单、造价经济、对交通影响小。

[关键词] 钢管混凝土; 拱桥; 桥道系; 中承式; 加劲纵梁; 钢管桁架; 改造; 石潭溪大桥

[中图分类号] U 448.22 [文献标识码] A [文章编号] 1002-1205(2009)03-0109-06

## Research on Strengthening Suspended Deck System for Half-through Arch Bridge by Setting Longitudinal Steel-Tubular Trusses

PENG Guihan<sup>1</sup>, YUAN Baoxing<sup>2</sup>, CHEN Baochun<sup>1</sup>

(1. College of Civil Engineering, Fuzhou University, Fuzhou, Fujian 350108, China; 2. Bridge technology limited company, Road and Bridge Group, Beijing 100102, China)

[Abstract] The crossbeams are the main member for suspended deck system of many existed half-through or through arch bridges. The deflection and vibration of the deck are comparably large because of the bad integrity of the crossbeams, which are lack of longitudinal connection. Therefore, it is necessary to carry out research on strengthening of such kind of deck system to improve the risk resistance capacity. Taking Shitanxi Bridge as an example, the strengthening project is proposed by setting longitudinal steel tubular trusses between the crossbeams. The static and dynamic behavior of this bridge is then analyzed. The static and dynamic field test after consolidation shows that the proposed project is reasonable. It is indicated that setting steel tubular truss beams between the crossbeams is effective on improving the dynamic performance and risk-resistance capacity for the suspended deck system of half-through or through CFST arch bridges without stiffening longitudinal beam. This consolidation method is not only economic and applicable, but also has little influence on traffic.

[Key words] concrete filled steel tube; arch bridge; deck system; half-through; longitudinal stiffening beam; steel-tubular truss; consolidation; Shitanxi bridge

出于经济方面的考虑,钢管混凝土拱桥的桥道系基本采用混凝土结构,少量采用钢-混凝土组合结构。中下承式拱桥中悬吊桥道系多以横梁为主,早期修建的桥梁,横梁之间缺乏纵向联系,整体性较差,在车辆作用下的变形和振动较大;另外它的抗风险能力也较差,一旦某根吊杆破断,横梁和桥面板极

容易落入河中,造成严重的事故。认识到这个问题,近期修建的钢管混凝土拱桥,大多在横梁之间设了加劲纵梁<sup>[1-3]</sup>。然而,对于大量早期修建的钢管混凝土中下承式拱,如何对无纵梁联系的悬吊桥道系进行加固改造,是一个值得研究的课题。本文以1997年底建成的纵铺板桥面式石潭溪中承式钢管

[收稿日期] 2008-08-11

[作者简介] 彭桂瀚(1975-),男,福建宁德人,硕士,讲师,主要从事钢-混凝土组合桥梁结构研究。

混凝土拱桥为例,介绍其桥道系的加固改造。

## 1 石潭溪大桥简介<sup>[4,5]</sup>

福州闽清石潭溪大桥为 316 国道闽清溪口至雄江段公路的一座接线桥,大桥桥址位于闽清溪水口电站上游约 250 m 的闽江支流的石潭溪出口处。主桥为净跨 136 m 的钢管混凝土中承式桁拱,矢跨比为 1/5,拱轴线为悬链线,拱轴系数  $m = 1.167$ ,桥面布置为净 - 9 + 2 × 1.75 m。设计荷载为汽 - 20,挂 - 100,人群 3.0 kN/m<sup>2</sup>。

主拱肋为 4 根  $\phi 550 \times 8$  mm 的钢管组成的桁式截面,内灌 C<sub>40</sub> 混凝土。上下弦平联均采用  $\phi 400 \times 8$  mm 的钢管(吊杆处的平联采用  $\phi 550 \times 8$  mm 的钢管),直腹杆和斜腹杆均采用  $\phi 219 \times 8$  mm 的钢管。桁式截面高 3.0 m,宽 1.6 m。横向联系桥面以上设三道一字式单片桁式横撑,桥面以下设 2 道 K 撑。吊杆间距为 8.1 m,采用 110 丝  $\phi 5$  mm 高强度钢丝与  $\phi 5$  mm 73 丝墩头锚吊杆,墩头锚分别锚于主拱肋的上缀板下及横梁下缘。吊杆的上端为可调锚头,下端为固定锚头。

吊杆横梁和立柱横梁均为普通钢筋混凝土构件,吊杆横梁截面为土字型(拉索锚固区采用矩形截面,预埋拉索钢套管),吊杆横梁顶板翼缘宽 0.6 m

厚 0.27 m,吊杆横梁底板翼缘宽 0.6 m 厚 0.15 m,腹板厚度 0.2 m,跨中梁高 1.54 m。立柱横梁截面为工字型,顶板翼缘宽 0.6 m 厚 0.27 m,底板翼缘宽 0.6 m 厚 0.15 m,腹板厚度 0.2 m,跨中梁高 1.27 m。桥面板为钢筋混凝土小 T 梁,高 0.5 m,宽约 1 m,长约 8 m(有多种型号)。小 T 梁之间采用铰接,与横梁相交处采用混凝土湿接缝,并将部分主筋纵向相连,使纵横梁连成整体。图 1 是桥道系一般构造。

石潭溪大桥于 1996 年 10 月开工,1997 年底建成。经过 10 a 的使用,桥梁结构表现正常,除伸缩缝和桥面铺装进行过养护维修外,主体结构均未进行大修。

为了保证桥梁的使用耐久性,养护管理单位对桥梁进行检测。从桥梁荷载试验看:石潭溪大桥仍能满足原汽 - 20,挂 - 100 设计荷载的要求;挠度校验系数和拱肋截面应变校验系数处于或略低于《公路旧桥承载能力鉴定方法》(1988 试行)规定的常值范围(0.8~1.0),相对残余变形小于 20%。但养护管理单位在日常养护过程中发现,桥梁在车辆通过时产生较大的振动,特别是大型车辆时影响尤为严重。为保证石潭溪大桥行车安全性和结构耐久性,减小桥道系振动,决定对该桥进行加固改造。

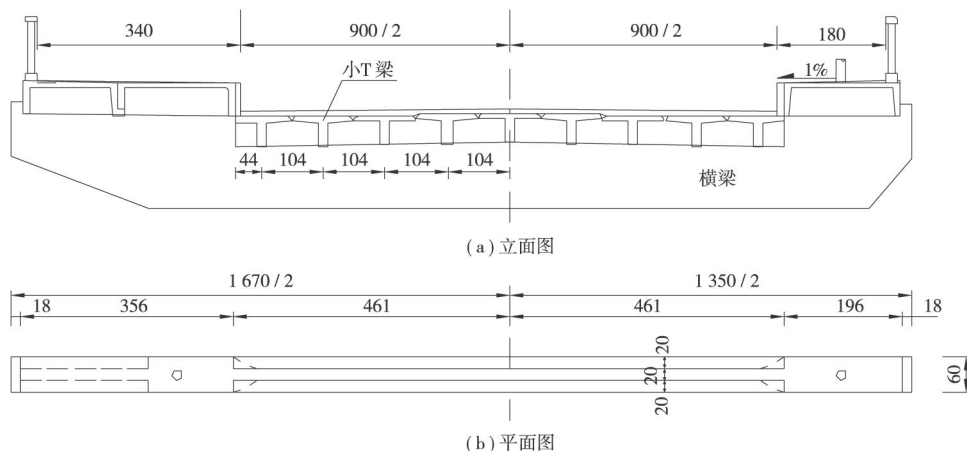


图 1 石潭溪大桥桥道系一般构造

Figure 1 General view of deck system of Shitanxi Bridge

## 2 加固改造设计

石潭溪大桥采用纵铺板桥面式的桥道系,即吊杆悬吊住横梁,桥面板搭在横梁上。结构整体性较差,刚度也较小,致使重车过桥时桥面振动厉害,同时在地震作用下可能出现纵桥向和横桥向的整体摆动。

### 2.1 设计原则

根据该桥实际情况,并考虑到现场施工条件和加固费用等因素,设计加固改造方案时遵循以下原则:

通过桥道系改造后,桥道系整体性应增强,其竖向和横向刚度要有一定的提高,从而减小车辆通过时桥梁的动力响应;

石潭溪大桥采用的早期的吊杆构造,检查与更换困难,目前未发现严重问题,鉴于更换工程大、费用高,短期内不考虑更换。因此,桥道系加固方案要求万一某根吊杆破断,由前后两根吊杆悬吊的桥道纵梁可以承担其自重和一辆车辆荷载的作用,而不会发生严重的落梁事故,从而提高桥道系的抗风险能力;

在保证加固改造效果的情况下,设计方案应安全可靠、投资合理、成本小、工期短、施工工艺简便易行;同时应尽量做到对原桥梁结构破坏小,施工时不影响车辆通行。

## 2.2 方案设计

由于不能封闭交通且受现场施工条件的限制,加固设计主要考虑在桥面以下加设加劲纵梁,有以

下几个方案<sup>[4]</sup>:

方案 1: 在吊杆横梁之间、两侧人行道板以下,加设两道加劲纵梁,布置见图 2(a)。加劲纵梁采用 Q235 钢,横断面为工字形截面,断面形式见图 2(b),截面特性为  $A = 0.0388 \text{ m}^2$ ,  $I_z = 0.0048 \text{ m}^4$ ,  $I_y = 0.026 \text{ m}^4$ 。

方案 2: 在方案一基础上在横梁之间增设两道加劲纵梁,其它与方案一相同。

方案 3: 在方案一基础上用剪刀撑将加劲纵梁连接起来,剪刀撑采用  $400 \times 8 \text{ mm}$  圆钢管。

方案 4: 将方案一的断面形式改为钢管桁架,断面形式见图 2(c),主管采用  $299 \times 8 \text{ mm}$  圆钢管,截面特性为  $A = 0.0293 \text{ m}^2$ ,  $I_z = 0.0092 \text{ m}^4$ ,  $I_y = 0.021 \text{ m}^4$ 。

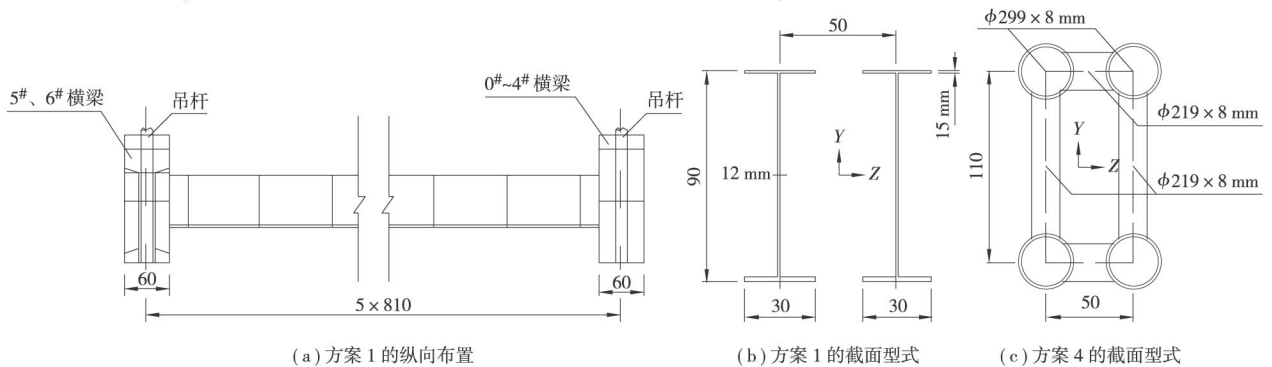


图 2 加固方案设计(单位: cm)

Figure 2 Design of consolidation scheme

## 2.3 方案比较

2.3.1 计算模型 采用通用软件 ANSYS 进行力学性能分析,建立的空间有限元模型见图 3。采用空间梁单元 Beam4 模拟拱肋、平联管、腹杆、立柱、横撑、横梁、加劲纵梁等,吊杆采用只受拉不受压的 Link10 单元。钢管混凝土拱肋截面特性取钢管与混凝土刚度直接相加,抗压刚度和抗弯刚度参照《CECS28:90》<sup>[6]</sup>进行计算,桥道系模拟为梁格系,而桥面铺装不考虑刚度贡献,其重量计入桥面板的密度中。边界条件在拱肋弦杆端部三向完全固结,桥面板两端铰结。

加固前全桥有限元模型共有 1302 个节点,2582 个单元;加固后全桥有限元模型共有 1302 个节点,2612 个单元,共增加 28 个加劲纵梁单元。

2.3.2 结构安全性能比较 在恒载作用下,短吊杆的轴力最大。考虑短吊杆遇意外断裂,在空间有限元模型中通过删除短吊杆单元来模拟吊杆断裂,进行了加劲纵梁的内力计算与应力验算。计算时将设计车辆荷载(总重 55 t)重轴直接压在吊杆中心线上。

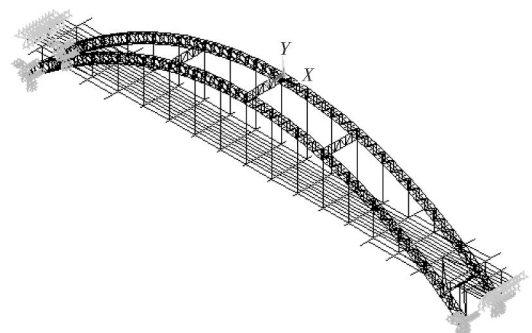


图 3 石潭溪大桥的空间有限元模型

Figure 3 Finite element model of Shitanxi B ridge

考虑到前 3 个方案均为工字截面,选取其中内力最大的方案一和钢管桁架方案四进行比较,计算结果列于表 1、表 2。

从表中计算结果来看,不管是方案 1 还是方案 4 都能保证在单根吊杆断裂时,在短时间内加劲纵梁能起到临时承担桥面恒载和汽车荷载的作用,从而不至于发生严重事故。

2.3.3 自振特性比较 将计算求得的各方案的振

表 1 加劲纵梁截面内力

Table 1 Internal forces of longitudinal stiffening beam

方案	弯矩 / (kN · m)	剪力 / kN	轴力 (受拉) / kN	
方案 1	恒载	972.6	115.8	971.2
	活载	494.1	139.6	486.1
	恒载 + 活载	1466.7	255.4	1457.3
方案 4	恒载	943.1	136.6	1063.5
	活载	473.3	101.3	534.5
	恒载 + 活载	1416.4	237.9	1598.0

表 2 加劲纵梁应力验算

Table 2 Check computations on stress of longitudinal stiffening beam MPa

项目	拉应力	剪应力
方案 1	175	6.6
方案 4	162	8
容许应力	215	215
是否满足	是	是

动基频列于表 3。可以看出,桥道系加固改造完成后,对拱肋一阶对称侧弯振型的频率基本没有影响,这主要是因为该阶振型主要表现为拱肋单独的面外振动,桥道系对其影响不大;拱肋、桥面一阶反对称竖弯振型的频率虽然有所增大,但是增加幅度不大,4种方案分别增大 1.1%、4.7%、3.0%和 2.0%。桥面一阶对称侧弯振型的频率增加较大,4种方案分别增大 5.2%、15.6%、18.4%和 8.5%。可见桥道系加固改造后,桥道系的整体性有所改善,面外刚度增大。

表 3 自振基频

Table 3 Free vibration frequency Hz

振型特点	改造前	方案 1
拱肋一阶对称侧弯	0.395	0.395
桥面一阶对称侧弯	0.707	0.744
拱肋、桥面一阶反对称竖弯	0.939	0.936

方案 2	方案 3	方案 4
0.396	0.396	0.395
0.817	0.837	0.767
0.973	0.957	0.948

2.3.4 车振性能比较 进行车桥耦合振动计算时,路面不平度采用实测路面不平度曲线<sup>[7]</sup>,计算车速为 30 km/h。图 4是各方案的桥面跨中位置动挠度最大值比较图,可看出 4种方案的桥面跨中动挠度与改造前相比都有明显的下降,分别下降 7.5%、14.4%、8.6%、12.6%。

### 2.4 加固设计

通过方案比较,并考虑经济性及施工可行性,最后加设钢管桁架断面加劲纵梁的方案四被采纳。加劲纵梁纵向垂直布置在两横梁之间,并且纵梁横截面对称于吊杆竖向轴线。加劲纵梁之间通过连接钢

板,用 32 mm 精轧螺纹钢及锚具固定。全桥 15 根横梁间共设 28 道加劲纵梁,每侧各 14 道,详见图 5。

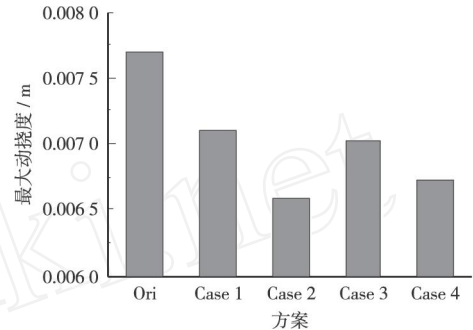


图 4 桥面跨中动挠度最大值

Figure 4 Maximum dynamic deflection of deck at the mid-span

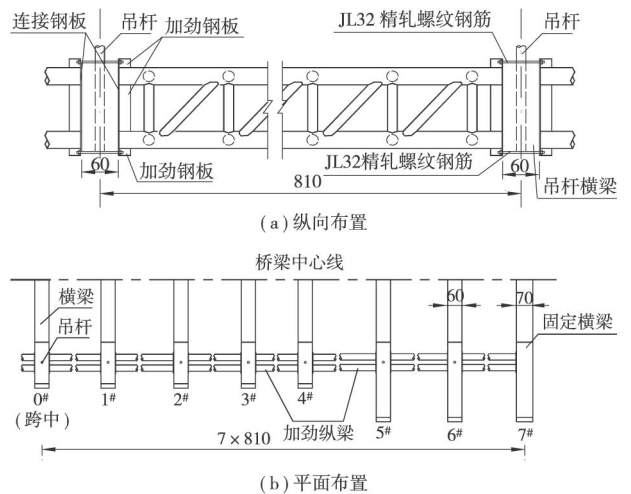


图 5 加劲纵梁布置图 (单位: cm)

Figure 5 Layout of longitudinal stiffening beam (unit: cm)

加劲纵梁采用钢管桁架方案,如图 6所示,纵向主管采用 4根 299 × 8 mm 的钢管组成上下弦杆,上下平联采用 219 × 8 mm 钢管,直腹杆和斜腹杆采用 160 × 8 mm 的钢管,桁高 1.399 m,宽 0.799 m。主管两端用加劲钢板与连接钢板焊接,加强连接端整体性。

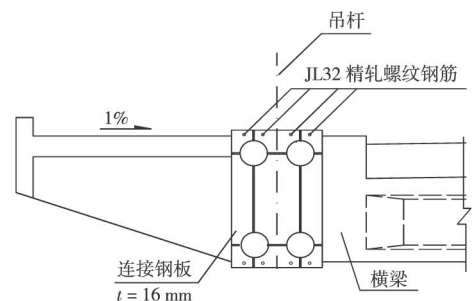


图 6 纵梁横截面

Figure 6 Cross section of longitudinal stiffening beam

## 2.5 施工

由于施工过程不能中断交通,同时为保证行车安全,施工时两侧加劲纵梁采取分开施工的顺序。

单侧纵梁施工步骤如下:

先将人行道板移开,量取各横梁间的实际间距并编号标记作为纵梁下料的依据;

在专业工厂内完成纵梁桁架(纵梁、连接钢板、加劲钢板)整体焊接,并完成钢结构底层涂装(底层涂装采用电弧热喷铝 120  $\mu\text{m}$  +环氧云铁防锈漆封闭层 80  $\mu\text{m}$ );

将纵梁运至现场,按编号吊装就位,用精轧螺纹钢及锚具固定,并完成钢结构表面聚氨酯面漆 50  $\mu\text{m}$  涂装;

由于横梁混凝土表面平整度的影响,在纵梁连接钢板与横梁表面间局部存在缝隙,为保证连接部密实,在缝隙间填塞环氧砂浆;

最后重新安装人行道板。

## 3 加固改造效果

图 7 是加固后的石潭溪大桥。为了检验加固施工质量及效果,了解加固后桥梁结构的工作性能和实际承载能力,于 2008 年 3 月对加固后的石潭溪大桥进行了静动载试验。



图 7 加固改造后的石潭溪大桥(摄于 2008 年 3 月)

Figure 7 Shitanxi B bridge (after consolidation)

### 3.1 静动载试验

试验根据荷载等效的原则确定试验荷载及加载车辆,并按照拱肋关键截面(拱脚、拱顶、L/4 跨)弯矩影响线进行加载,检测了各静载工况下关键截面应变、关键点挠度以及基本动力特性。限于篇幅,试验结果仅列出各静载工况下拱肋控制点的应变、挠度值,详见表 4~表 6。

从试验结果看,在试验荷载作用下,控制截面应变、控制点挠度的校验系数均满足《公路旧桥承载能力鉴定方法》(1988 试行)的要求,且结构的基本

动力特性试验值与理论计算结果基本一致,从而表明试验是有效的,有限元计算模型是可靠的。

表 4 拱肋控制截面挠度值及检验系数

Table 4 Deflection and check coefficient of control section of arch rib

工况	拱肋控制点挠度 /mm		检验系数	说明
	试验值	计算值		
工况 1-1	-21.45	-20.13	1.07	上游侧拱肋拱顶
工况 1-2	-21.43	-20.03	1.07	下游侧拱肋拱顶
工况 1-3	-17.96	-16.89	1.06	上游侧拱肋拱顶
工况 2-1	-28.60	-27.70	1.03	上游侧拱肋 3L/4
工况 2-2	-28.36	-26.47	1.07	下游侧拱肋 3L/4
工况 2-3	-24.63	-23.34	1.06	上游侧拱肋 3L/4
工况 3-3	-19.88	-18.68	1.06	上游侧拱肋拱脚

表 5 拱肋控制截面应变值及检验系数

Table 5 Strain and check coefficient of control section of arch rib

工况	拱肋应变 / $\mu$		检验系数	说明
	试验值	计算值		
工况 1-1	-134	-145	0.92	上游侧拱肋拱顶
	-128	-142	0.90	
工况 1-2	-137	-144	0.95	下游侧拱肋拱顶
	-148	-141	1.04	
工况 1-3	-119	-123	0.97	上游侧拱肋拱顶
	-130	-123	1.05	
工况 2-1	-134	-138	0.97	上游侧拱肋 3L/4
	-138	-135	1.02	
工况 2-2	-130	-134	0.97	下游侧拱肋 3L/4
	-135	-131	1.03	
工况 2-3	-102	-115	0.89	上游侧拱肋 3L/4
	-108	-115	0.94	
工况 3-3	-107	-104	1.03	上游侧拱肋拱脚
	-103	-104	0.99	

表 6 组合效应作用下拱肋设计内力

Table 6 Internal force of arch rib under unfavorable load combination

位置	改造前		改造后 / 改造前	
	N / kN	M / (kN · m)	N / kN	M / (kN · m)
拱顶	-9 936.0	6 660.1	1.017	1.000
3L/4	-10 392.5	7 538.7	1.018	0.989
拱脚	-12 177.7	-18 758.7	1.016	0.997

### 3.2 吊杆力变化

吊杆力主要考虑吊杆在加固改造前后吊杆在恒载和汽车活载作用下的变化情况,见表 7、表 8。从表 7 可以看出,在恒载作用下,加上纵梁后,吊杆力有所增加,6#短吊杆力最大,但是整体上吊杆力增加幅度不大。

在活载工况下<sup>[8]</sup>,由于短吊杆的受力比较大,因此考虑短吊杆拉力最大情况下比较吊杆力变化。从表 8 可以看出,加设加劲纵梁后,在汽车荷载作用下,吊杆的受力变得更均匀。内力较大的 6#短吊杆处的内力减小较多,减小了 45 kN。这说明加上加劲纵梁后能较好地改善吊杆疲劳性能。

表 7 恒载作用下吊杆力

Table 7 Internal force of hangers under dead load kN

编号	加固前	加固后	编号	加固前	加固后
0	465	481	4	476	495
1	484	503	5	549	566
2	478	497	6	556	574
3	476	493			

表 8 汽车活载作用下吊杆力

Table 7 Internal force of hangers under vehicle load kN

编号	加固前	加固后	编号	加固前	加固后
0	0.0	3.3	4	61	62
1	34	34	5	97	106
2	69	64	6	298	253
3	69	67			

注:表中 0号吊杆为跨中吊杆,6号吊杆为短吊杆。

### 3.3 拱肋和桥道系挠度

挠度计算中,拱肋抗弯刚度按全截面钢管与混凝土的刚度组合后折减 0.85 计入。活载作用下拱肋和桥面板的最大挠度示于表 9,可见,加固后最大挠度减少,且小于  $L/1\ 000 = 13.6\text{ cm}$ ,满足刚度要求。

表 9 拱肋和桥面板的最大挠度

Table 9 Maximum deflection of deck and arch rib cm

	拱肋最大挠度	桥面板最大挠度
加固前	5.61	5.87
加固后	5.57	5.82

### 3.4 振动感觉指标 VG

桥面跨中速度响应时程曲线见图 8,可见改造后的响应速度  $1.3\text{ cm/s}$ ,比改造前的  $2\text{ cm/s}$  减少了 31%。

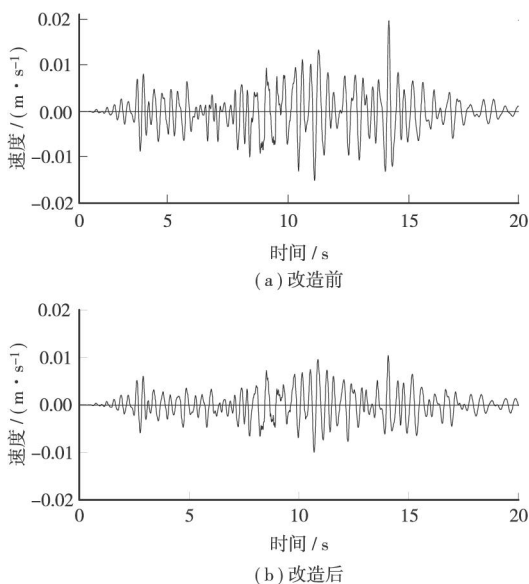


图 8 桥面跨中响应速度时程曲线

Figure 8 Response speed time-history curves of deck at the mid-span

将响应速度换算为振动感觉指标  $VG^{[9,10]}$ ,计算得改造前的振动感觉指标  $VG$ 为 1.01,改造后的振动感觉指标  $VG$ 为 0.81,改造后振动感觉指标有了明显的变化,减少了 20%。

通过车桥耦合动力分析可知,加设纵梁后桥道系动力响应减小,说明加设加劲纵梁后该桥整体性增强。

## 4 结论

鉴于石潭溪大桥桥道系整体性能差,车辆行驶作用下振动较大的情况,进行了加固设计方案研究,最后通过计算分析,采用了在吊杆横梁之间加设钢管桁架加劲纵梁的加固方案。

加固改造后的石潭溪大桥提高了桥道系的整体刚度,在对钢管混凝土拱肋受力影响不大的前提下,改善了该桥的车振性能;改造方案使吊杆受力分布更加均匀,即使某根吊杆发生意外断裂,加劲纵梁可以起到临时承载的作用,避免严重事故的发生,从而提高了桥道系的抗风险能力。

从加固后实桥静动载试验和使用情况来看,车辆在桥面上行驶产生的振动有一定的改善,行车安全性也得到提高。可见,在吊杆横梁上加设加劲纵梁的方案,是改善桥道系以横梁为主的钢管混凝土拱桥行车性能的有效措施。

## 参考文献

- [1] 陈宝春. 钢管混凝土拱桥设计与施工 [M]. 北京:人民交通出版社, 1999.
- [2] 陈宝春. 钢管混凝土拱桥 (第二版) [M]. 北京:人民交通出版社, 2007.
- [3] 陈宝春. 钢管混凝土拱桥实例集 (二) [M]. 北京:人民交通出版社, 2008.
- [4] 陈宝春、郭金琼、毛承忠,等. 316国道福建闽清石潭溪大桥优化设计 [J]. 哈尔滨建筑大学学报, 1997, (5): 157 ~ 161.
- [5] 袁保星. 钢管混凝土拱桥悬吊桥道系维修改造技术研究 [D]. 福建:福州大学硕士论文, 2007.
- [6] CECS28: 90, 钢管混凝土结构设计与施工规程 [S].
- [7] 吴庆雄, 陈宝春, 奚灵智. 路面平整度 PSD 和 R1 评价方法比较分析 [J]. 交通运输工程学报, 2008, 8(1): 36 ~ 41.
- [8] JTG D60 - 2004, 公路桥涵设计通用规范 [S].
- [9] 吴庆雄, 陈宝春, 高桥和雄, 等. 新西海桥的振动特性及舒适性评价研究 [J]. 公路交通科技, 2008, (4).
- [10] Kobori T, Kajikawa Y. Ergonomic evaluation methods for bridge vibrations [J]. Journal of Structural Mechanics and Earthquake Engineering, JSCE, 1974, 230: 23 ~ 31.