

明州大桥 RB 混凝土钢桥面铺装性能理论分析与实测研究

徐斌¹ 丁勇² 徐速¹ 吕建华¹ 胡凤¹

1. 宁波路宝科技实业集团有限公司, 浙江 宁波 315800
2. 宁波大学, 浙江 宁波 315211

[摘要] 钢桥面铺装是钢桥上部结构中直接承受车辆荷载的重要组成部分, 其性能直接影响了桥梁的通行能力和长期运营状况。为了比较宁波路宝集团自主研发的 RB 混凝土钢桥面铺装与普通沥青混凝土钢桥面铺装在性能上的差异, 文章以明州大桥桥面铺装维修工程为依托, 对更换桥面铺装更换前后的钢箱梁分别进行了静、动载试验测试, 并进行了理论分析。研究结果表明: (1) 明州大桥钢桥面板由沥青混凝土铺装更换为 RB 混凝土铺装后, 桥面板应变变小, 受力性能改善; (2) 沥青混凝土铺装更换为 RB 混凝土铺装后, 测试断面钢桥面板的自振频率增大, 说明桥面板刚度得到了提高; (3) 桥面铺装更换为 RB 混凝土后, 汽车在桥上行驶时的冲击系数变小, 降低了运动车辆对桥面板的冲击作用; (4) 更换铺装前后结构的最大应力均小于许用应力, 具有一定强度余量, 满足强度要求。

[关键词] RB 混凝土; 钢桥面铺装; 实测研究; 理论分析

DOI: 10.33142/ec.v2i6.405

中图分类号: TU986

文献标识码: A

Theoretical Analysis and Experimental Study on Pavement Performance of RB Concrete Steel Bridge of Mingzhou Bridge

XU Bin¹, DING Yong², XU Su¹, LV Jianhua¹, HU Feng¹

1 Ningbo Lubao Science and Technology Industry Group Co., Ltd., Zhejiang Ningbo, 315800 China

2 Ningbo university, Zhejiang Ningbo, 315211 China

Abstract: Steel bridge deck pavement is an important part of steel bridge superstructure directly subjected to vehicle load, and its performance directly affects the capacity and long-term operation of the bridge. In order to compare the performance difference between RB concrete steel deck pavement and ordinary asphalt concrete steel deck pavement developed by Ningbo Lubao Group, based on the maintenance project of Mingzhou Bridge Deck pavement, the static and dynamic load tests of steel box girder before and after the replacement of bridge deck pavement are carried out, and the theoretical analysis is carried out. The results show that: (1) after the steel bridge deck of Mingzhou Bridge is replaced by asphalt concrete pavement to RB concrete pavement, the deck of Mingzhou Bridge is replaced by asphalt concrete pavement. After the asphalt concrete pavement is replaced with RB concrete pavement, the natural vibration frequency of the test section steel bridge deck increases, which indicates that the stiffness of the bridge deck is improved. (3) after the bridge deck pavement is replaced with RB concrete, the impact coefficient of the vehicle on the bridge becomes smaller, which reduces the impact effect of the moving vehicle on the bridge deck. (4) the maximum stress of the structure before and after the replacement of pavement is less than the allowable force, and has a certain strength margin to meet the strength requirements.

Keywords: RB concrete; Steel bridge Deck pavement; Measured study; Theoretical analysis

引言

在钢桥的上部结构中, 桥面铺装层是直接承受车辆荷载的重要组成部分, 也是经常出现早期病害的易损部位, 这直接影响了钢桥的通行能力与运营状况^[1-2]。钢桥面铺装施工条件相对严格, 又经常承受超重的车辆荷载, 因此是桥梁建设和维护中的难点和热点问题, 越来越多学者对其展开了力学性能的研究, 以适应桥梁建设的需求^[3-5]。

目前国内外提出了多种钢桥桥面铺装体系, 常见的有单层沥青玛蹄脂、双层环氧沥青混合料、浇筑式沥青混凝土、UPHC 桥面铺装等^[6]。于力、张晓东等^[7,8]结合自身工程维修养护经验, 对目前广泛运用于钢桥面铺装的环氧沥青混凝土铺装展开了研究, 评价了环氧沥青铺装的力学性能, 并对其施工质量控制提出了一定的建议。王贤良等^[9]根据一系列试验确定了 GMA 浇筑式沥青混凝土的最佳级配, 对其高、低温、抗水以及疲劳性能进行了评价。苏子元等^[10]依托实际工程并结合有限元软件, 对浇筑式沥青混凝土在寒冷地区的应用展开了技术研究, 确定了 GA 疲劳寿命分析方法和一系列施工控制指标, 为浇筑式沥青混凝土铺装应用提供了一定的技术支持。李兴海等^[11]对钢桥桥面铺装材料的疲劳试验方法进行了改进, 定量评估了沥青坑槽病害修复界面的疲劳性能和修复效果。银力等^[12]结合实际修复工程, 对桥面铺装病害进行分析, 通过有限元分析确定铺装层受力特性并结合大量的试验确定了铺装材料级配, 最终确定最

优修复方案,为钢桥桥面铺装修复技术方案选型提供了指导。除了对原有铺装体系力学性能以及修复技术展开研究外,不少学者也开始研究新型高强度材料在铺装中的应用,柴彩萍、孙劲舟、邓露、邵旭东、邓鸣等^[13-16]分别研究了 ECC、RPC 以及 UHPC 等高性能混凝土在钢桥桥面铺装中的应用,并通过试验以及有限元理论分析验证了其良好的路用性能。

本文以明州大桥边跨的钢桥面铺装维修工程为依托,该工程采用宁波路宝集团自主研发的 RB 混凝土铺装更换了普通沥青混凝土铺装,对更换铺装前后的钢桥面板进行了力学性能测试,包括重载车辆作用下的静力与动力试验,验证了 RB 混凝土铺装对于钢桥面受力性能的改良效果,为提高钢桥桥面铺装质量提供一定的技术支持。

1 明州大桥钢桥面铺装静载试验

1.1 静载试验方案

1.1.1 静载试验方案

为了检验实验桥梁桥面板结构当前的受力状况是否达到设计及规范要求,反映不同桥面铺装层对于桥面板结构受力性能的影响,本文开展了明州大桥钢桥桥面铺装的静载试验,试验车辆按规范选取 35 吨标准轴重车辆,如图 1 所示。

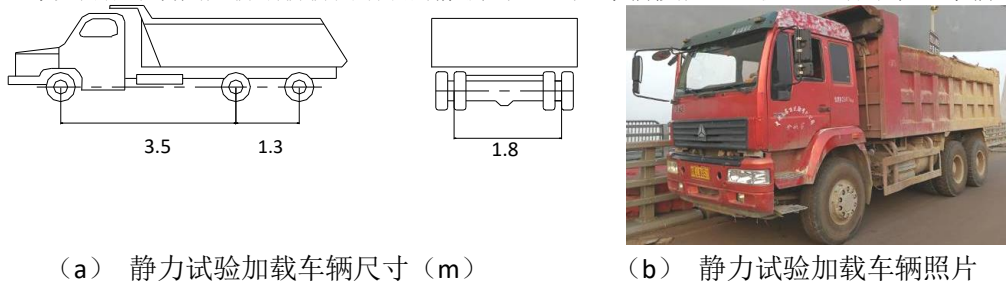


图 1 静力试验的加载车辆

测试断面选取明州大桥北侧边跨桥面铺装层破损严重两处断面进行现场测试,分别为断面 A 和断面 B,其中,断面 A 距离北侧伸缩缝 4.675 米,断面 B 距离北侧伸缩缝 17.297 米,如图 2 所示。

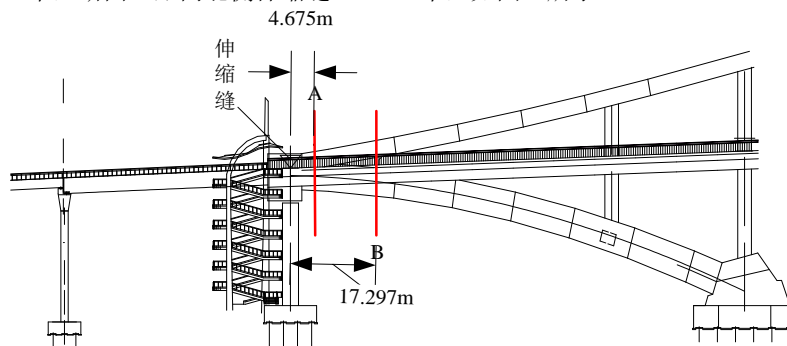


图 2 桥梁静载试验的测试断面

静载试验主要测量指标是应变和裂缝,分别在桥面铺装更换前、更换中和更换后进行车辆加载试验,共有 6 个工况,如表 1 所示。

表 1 静荷载试验工况及测试内容 (单位: $\mu\epsilon$)

工况	工况描述	测试内容	
		应变	裂缝
I	更换前断面 A	钢箱梁顶板正应变	可能出现的裂缝
II	更换前断面 B	钢箱梁顶板正应变	可能出现的裂缝
III	更换中断面 A	钢箱梁顶板正应变	可能出现的裂缝
IV	更换中断面 B	钢箱梁顶板正应变	可能出现的裂缝
V	更换后断面 A	钢箱梁顶板正应变	可能出现的裂缝
VI	更换后断面 B	钢箱梁顶板正应变	可能出现的裂缝

(1) 应变测试

分别在断面 A 和断面 B 桥面板底部和横向加劲板底部布置振弦式传感器和应变片,主要由振弦式传感器进行测试,

应变片测试作为辅助参考，如图 3 所示。

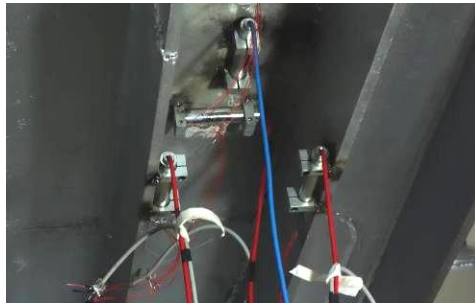


图 3 应变测试仪器布置图

断面 A 在两个箱室布置测点，每个 4 个测点，每个测点均有一个振弦式传感器和一应变片，其中 1、5 测点为桥面板顺桥向测点，2、6 测点为桥面板横桥向测点。测点 3、测点 4、测点 7 和测点 8 分别布置在桥面板相邻两横向加劲肋底部，横桥向布置，如图 4 所示。

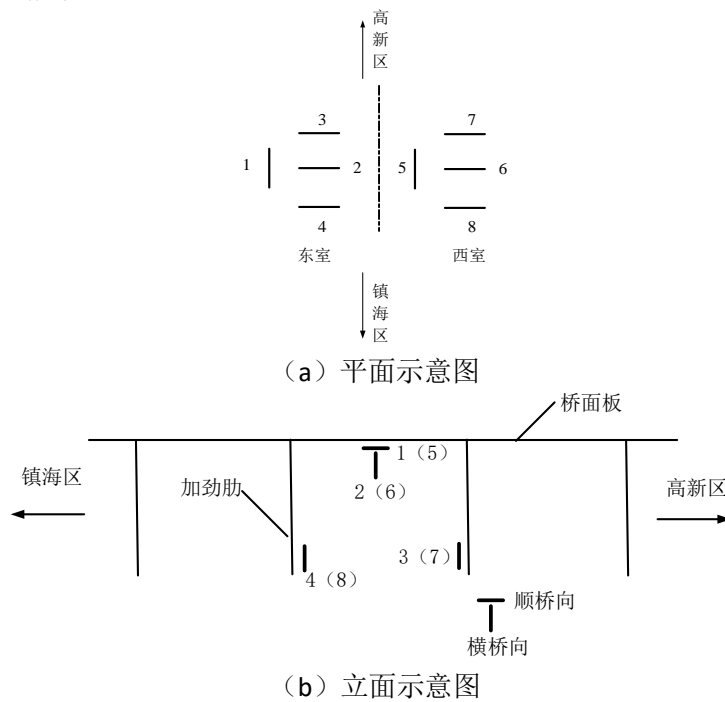


图 4 断面 A 测点布置图

断面 B 在典型 U 肋及相邻桥面板布置测点，共 6 个测点，其中，测点 1 和测点 2 为 U 肋底部横桥向和顺桥向测点，测点 3 和测点 4 为相邻桥面板（东侧）底部横桥向和顺桥向测点，测点 5 和测点 6 为 U 肋肋脚处（西侧）横桥向和顺桥向测点。具体示意图如图 5 所示。

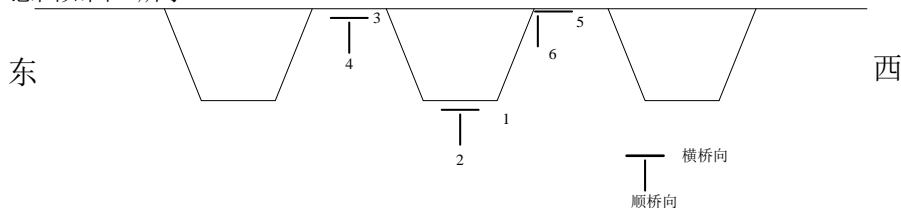


图 5 断面 B 测点布置图

(2) 裂缝观测

裂缝观测：在加载时，目测观测桥面板裂缝情况，对产生的裂缝采取裂缝观测仪（图 6）进行测量宽度，钢卷尺进行长度测量。



图 6 CW50 裂缝宽度观测仪

1. 1. 2 静载试验理论分析方案

理论分析采用有限单元法,用有限元软件 MSC. MARC 建立明州大桥主桥北侧(镇海区侧)边跨的有限元模型(图 7),分析该边跨在实验车辆荷载作用下钢桥面板的应力和应变。

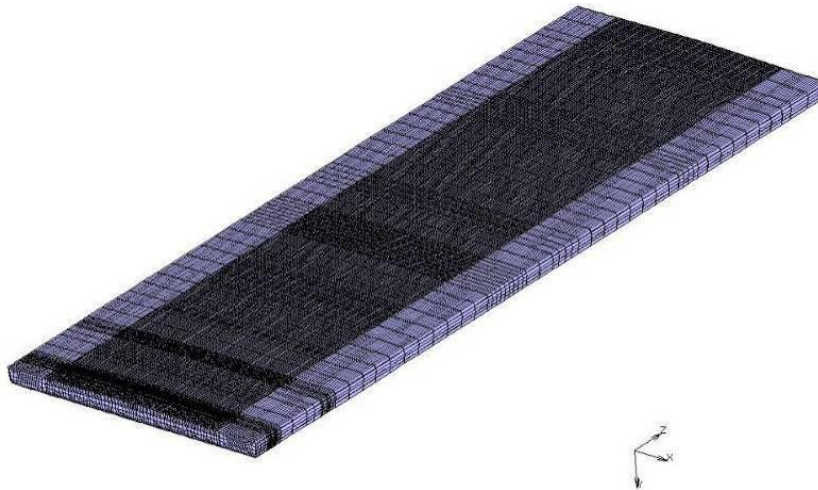


图 7 明州大桥主桥北侧边跨有限元模型

该模型由 99347 个节点, 101098 个单元组成, 其中 100756 个单元为四节点壳单元, 用来模拟桥面顶板、底板、U 型肋、I 型肋、横隔板等, 342 个单元为两节点梁单元, 用来模拟端横梁的加强部分。理论分析的工况与实验相同, 如图 8 所示, 工况 I、III、V 分别为桥面板铺装更换前、更换中、更换后 A 截面上载重汽车加载的情形, 分析此时 A 截面钢桥面板的应力。如图 9 所示, 工况 II、IV、VI 分别为桥面板铺装更换前、更换中、更换后 B 截面上载重汽车加载的情形, 分析此时 B 截面钢桥面板的应力。理论分析采用和静力加载试验一致的载重汽车。



图 8 工况 I、III、V 时载重汽车后桥作用于断面 A



图9 工况 II、IV、VI 时载重汽车作用于断面 B

计算以上六种工况下结构的应力，判断结构的强度，计算结构的应变，与实测应变比较，说明理论与实验结果的可靠性。通过理论分析，说明不同桥面铺装对钢桥面板受力性能的影响，也可以进一步提出钢桥面板改进的方向。

1.2 静载试验结果分析

1.2.1 试验结果与理论计算的比较

工况 I、III、V 下各测点应变的实测值与理论值如表 2~表 4 所示：

表 2 工况 I 下各测点应变的实测值与理论值（单位： $\mu\epsilon$ ）

测点编号	初始应变	加载实测值 S_t	卸载实测值 S_p	弹性应变 $S_e = S_t - S_p$	理论值 S_s	校验系数 S_e/S_s	相对残余应变(%) S_p/S_e
1	0	309	4	305	101	3.02	1.3%
2	0	54	2	52	19	2.74	3.7%
3	0	39	3	36	49	0.73	7.7%
4	0	41	1	40	51	0.78	2.4%
5	0	137	22	115	102	1.13	16%
6	0	42	16	26	9	2.89	38%
7	0	2	1	1	-8	-0.13	50%
8	0	1	-1	2	-9	-0.22	-100%

表 3 工况 III 下各测点应变的实测值与理论值（单位： $\mu\epsilon$ ）

测点编号	初始应变	加载实测值 S_t	卸载实测值 S_p	弹性应变 $S_e = S_t - S_p$	理论值 S_s	校验系数 S_e/S_s	相对残余应变(%) S_p/S_e
1	0	430	5	425	151	2.81	1.2%
2	0	95	4	91	24	3.79	4.2%
3	0	34	2	32	54	0.59	5.9%
4	0	28	2	26	50	0.52	7.1%
5	0	176	7	169	150	1.13	4.0%
6	0	10	1	9	10	0.90	10%
7	0	-3	-1	-2	-8	0.25	33.3%
8	0	2	0	2	-12	-0.17	0%

表 4 工况 V 下各测点应变的实测值与理论值（单位： $\mu\epsilon$ ）

测点编号	初始应变	加载实测值 S_t	卸载实测值 S_p	弹性应变 $S_e = S_t - S_p$	理论值 S_s	校验系数 S_e/S_s	相对残余应变(%) S_p/S_e
1	0	285	39	246	72	3.42	13.7%

2	0	58	12	46	14	3.29	20.7%
3	0	42	5	37	40	0.93	11.9%
4	0	39	1	38	42	0.90	2.6%
5	0	134	26	108	74	1.46	19.4%
6	0	21	5	16	5	3.20	23.8%
7	0	18	4	14	-8	-1.75	22.2%
8	0	29	5	24	-7	-3.43	17.2%

工况 I、III、V 下各测点应变的实测值大小规律一致：1 号测点应变（顺桥向）最大，5 号测点应变（顺桥向）次之。以工况 I 为例：分别为 $305 \mu \varepsilon$ 和 $115 \mu \varepsilon$ 。顶板横桥向测点应变（测点 2~4 和 6~8）小于顺桥向测点，这说明 A 断面桥面板的顺桥向抗弯刚度较小，容易发生弯曲变形。同时，工况 I、III、V 下车辆加载过程中，桥面板未发现裂缝发展。

如图 10~12 所示，工况 I、III、V 理论应变值大小规律一致：以工况 I 为例，1 号测点、5 号测点位置的理论值分别为 $101 \mu \varepsilon$ 和 $102 \mu \varepsilon$ ，实测应变均大于理论应变，分析原因在于桥面板在测试断面都存在原有人孔的焊接，焊接面的存在削弱了原有结构的连续性，降低了结构刚度。1 号点所在位置的结构削弱程度大于 5 号测点所在位置。

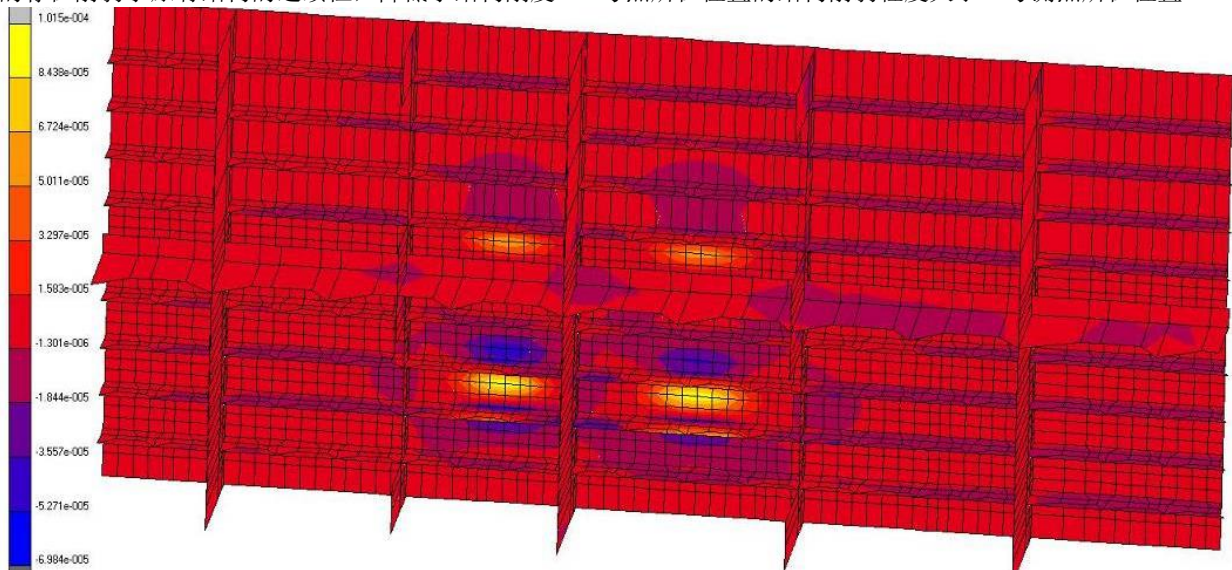


图 10 工况 I 下桥面板底部的顺桥向应变图

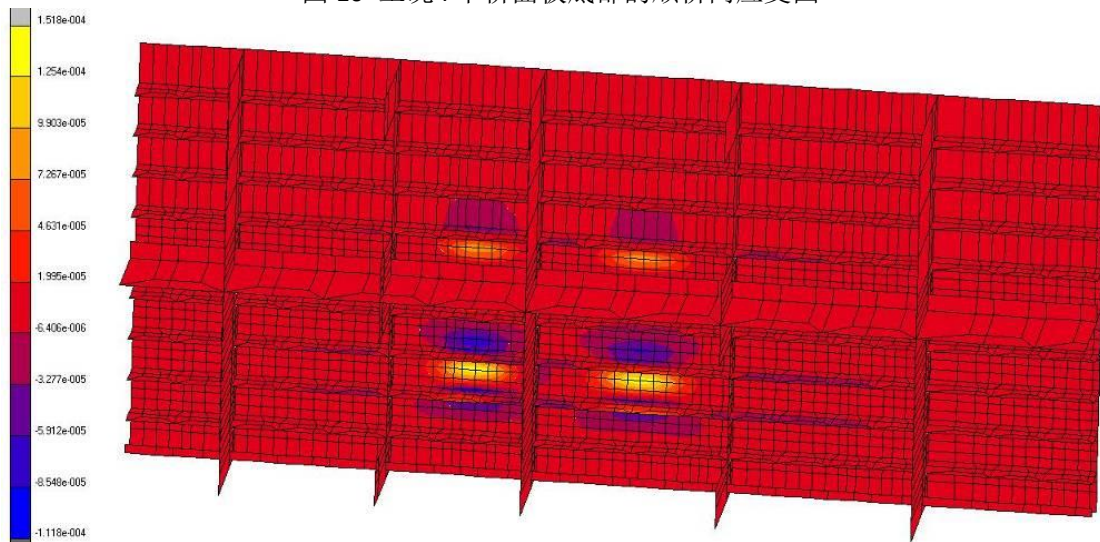


图 11 工况 III 下桥面板底部的顺桥向应变图

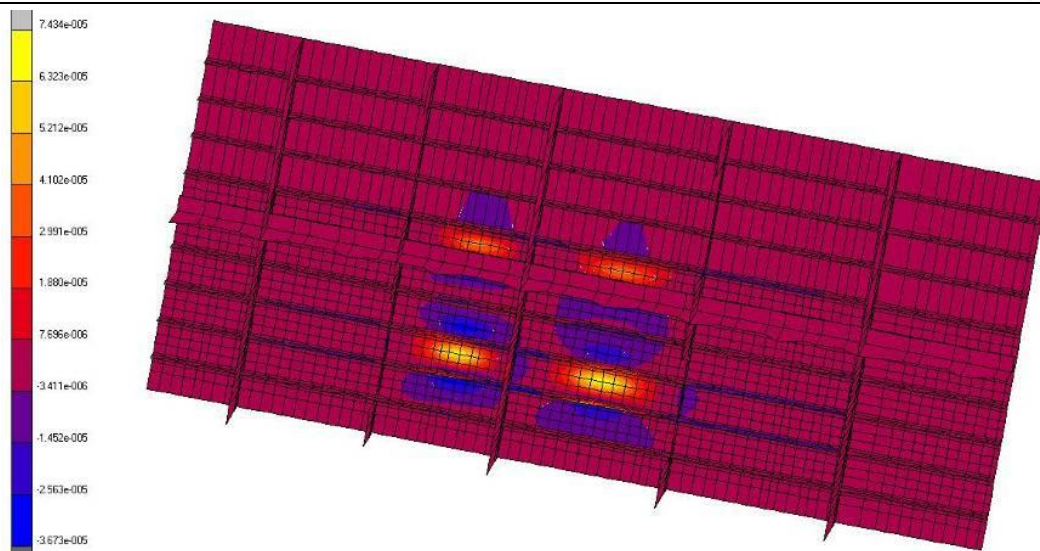
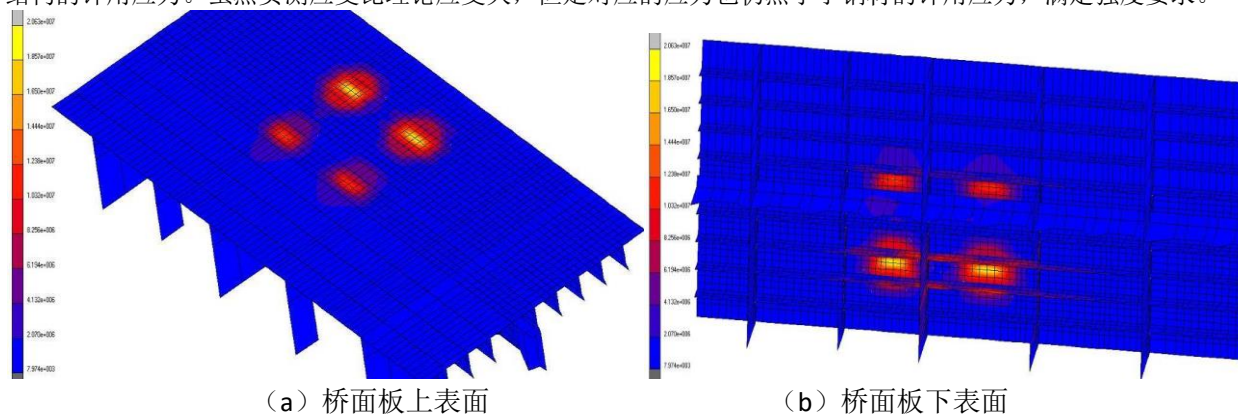


图 12 工况 V 下桥面板底部的顺桥向应变图

如图 13~16 所示, 工况 I、III、V 下桥面板底部的最大 Mises 应力分别为 20.63MPa, 31.1MPa 和 15MPa, 均远小于结构的许用应力。虽然实测应变比理论应变大, 但是对应的应力也仍然小于钢材的许用应力, 满足强度要求。



(a) 桥面板上表面

(b) 桥面板下表面

图 13 工况 I 的桥面板底部的 Mises 应力图

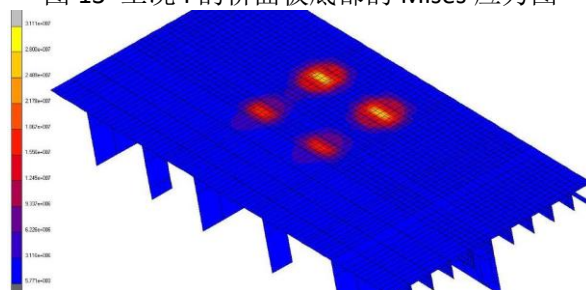


图 14 工况 III 的桥面板底部的 Mises 应力图

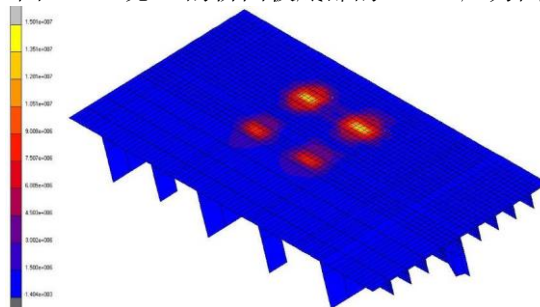


图 15 工况 V 的桥面板底部的 Mises 应力图

工况 II、IV、VI 下各测点应变的实测值与理论值如表 5~7 所示：

表 5 工况 II 下各测点应变的实测值与理论值（单位： $\mu\epsilon$ ）

测点 编号	初始 应变	加载 实测值 S_t	卸载 实测值 S_p	弹性 应变 $S_e = S_t - S_p$	理论值 S_s	校验 系数 S_e/S_s	相对残余 应变(%) S_p/S_e
1	0	-24	-2	-22	-37	0.59	8.3%
2	0	117	2	115	136	0.85	1.7%
3	0	-6	-2	-4	-13	0.31	33.3%
4	0	-14	-1	-13	-28	0.46	7.1%
5	0	-47	-6	-41	-27	1.52	12.8%
6	0	-49	-2	-47	-37	1.27	4.1%

表 6 工况 IV 下各测点应变的实测值与理论值（单位： $\mu\epsilon$ ）

测点 编号	初始 应变	加载 实测值 S_t	卸载 实测值 S_p	弹性 应变 $S_e = S_t - S_p$	理论值 S_s	校验 系数 S_e/S_s	相对残余 应变(%) S_p/S_e
1	0	-79	-3	-76	-78	0.97	3.8%
2	0	146	1	145	159	0.91	0.7%
3	0	24	1	23	-24	-0.96	4.2%
4	0	-29	-2	-27	-35	0.77	6.9%
5	0	-47	3	-50	-20	2.50	-6.4%
6	0	-21	-2	-19	-39	0.49	9.5%

表 7 工况 VI 下各测点应变的实测值与理论值（单位： $\mu\epsilon$ ）

测点 编号	初始 应变	加载 实测值 S_t	卸载 实测值 S_p	弹性 应变 $S_e = S_t - S_p$	理论值 S_s	校验 系数 S_e/S_s	相对残余 应变(%) S_p/S_e
1	0	-12	4	-16	-23	0.70	-33.3%
2	0	105	4	101	123	0.82	3.9%
3	0	-19	2	-21	-17	1.24	-10.5%
4	0	-9	-3	-6	-21	0.29	33.3%
5	0	-35	-2	-33	-23	1.43	5.7%
6	0	32	1	31	-35	-0.89	3.1%

工况 II、IV、VI 下各测点应变的实测值大小规律一致：，U 肋底部的顺桥向应变（2 号测点）最大，以工况 II 为例：弹性应变为 $115 \mu\epsilon$ ，这说明 B 断面桥面板的 U 肋起到了较大的承受车轮荷载作用。

如图 16~18 所示，工况 II、IV、VI 下各测点理论值大小规律一致：以工况 II 为例，主要测点（U 肋底部的 1 号点、2 号点）的理论值分别为 $-37 \mu\epsilon$ 和 $136 \mu\epsilon$ ，均大于实测应变值，残余应变较小，说明该断面受力性能良好。同时，各工况下车辆加载过程中，结构未出现裂缝。

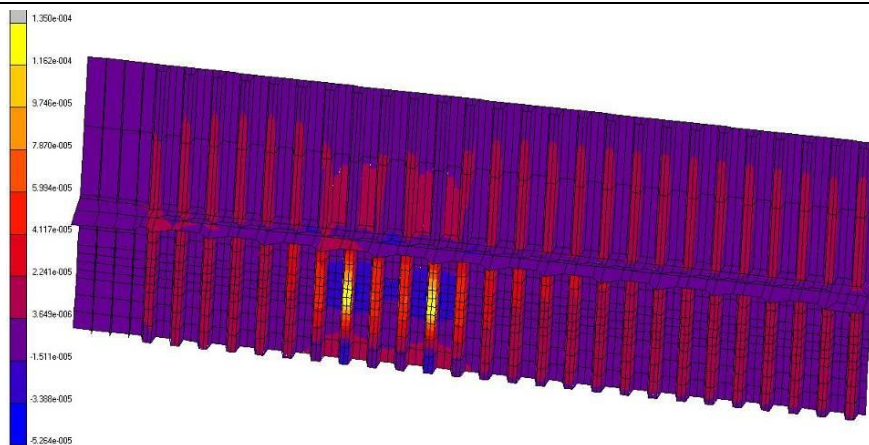


图 16 工况 II 下桥面板底部的顺桥向应变图

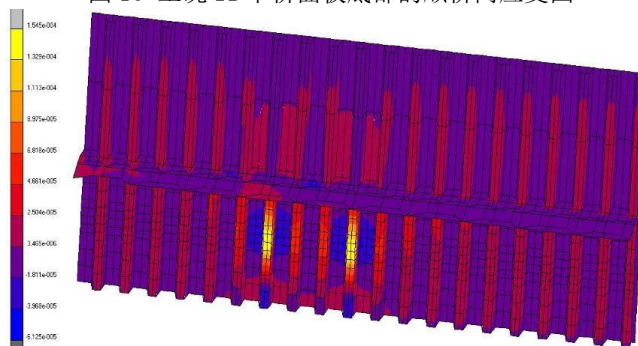


图 17 工况 IV 下桥面板底部的顺桥向应变图

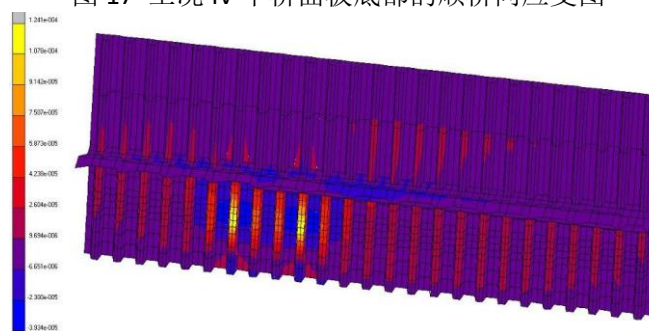
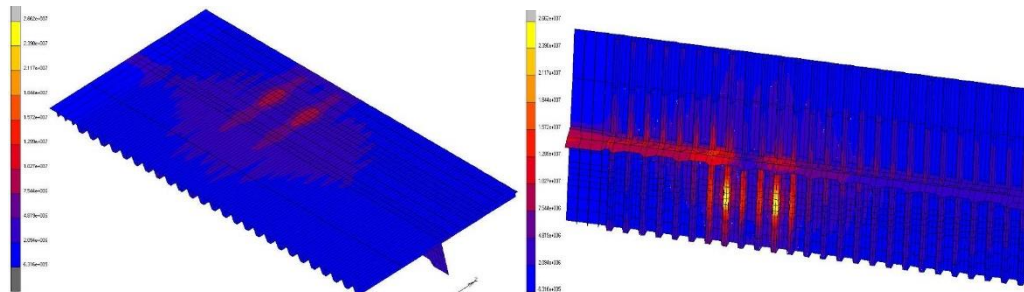


图 18 工况 VI 下桥面板底部的顺桥向应变图

如图 19~21 所示, 工况 II、IV、VI 下的桥面板底部的最大 Mises 应力分别为 26.6MPa、30.4MPa 和 24.4MPa, 均远小于结构的许用应力。因为实测的主要测点应变小于理论应变, 因此实际结构的应力也小于钢材的许用应力, 满足强度要求。



(a) 桥面板上表面

(b) 桥面板下表面

图 19 工况 II 的桥面板底部的 Mises 应力图

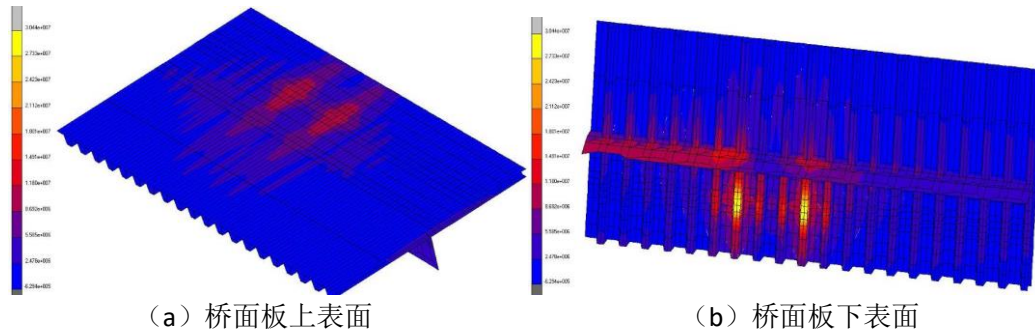


图 20 工况 IV 的桥面板底部的 Mises 应力图

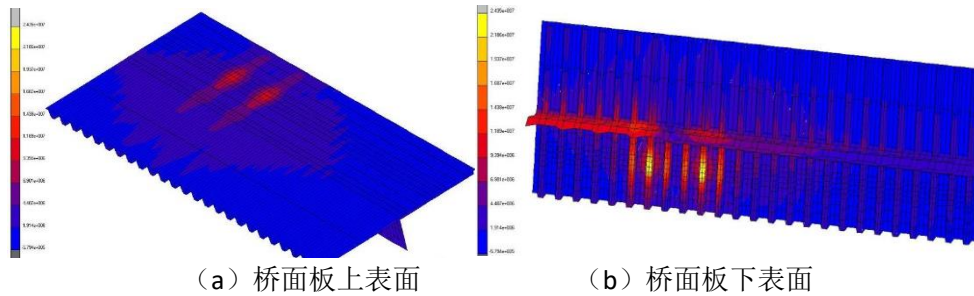


图 21 工况 VI 的桥面板底部的 Mises 应力图

1.2.2 试验结果评价

(1) 断面 A 测试结果评价

表 8 为断面 A 在工况 I、III、V 下的结构实测应变，表 9 为相应的理论应变。结果表明，工况 III 下测点应变最大，其次是工况 I，工况 V 最小。尤其是测点 1、测点 2 和测点 5，这三个桥面板顶板上的测点应变最大，变化趋势也最明显。理论与实测结果表明：

(a) 桥面铺装层能改善桥面板的受力状况；

(b) 更换 RB 混凝土桥面铺装层后，桥面板应变比原桥面铺装层下来的小，受力状态有所改善；

(c) 主要测点，例如测点 1、2、5，理论应变小于实测应变，原因在于断面 A 桥面板有多处焊接，包括测点附近，影响了桥面板的受力整体性；

(d) 桥面板加劲肋上的应变远小于桥面板顶板上的应变，这说明此处桥面板加劲肋在试验加载状态下，承受荷载的效果不是非常显著，相比理论分析来的小，其原因可能是由于桥面板底部横向加劲肋未连续，两箱室之间未连接，影响了结构受力的整体性。

(e) 结构 Mises 应力小于许用应力，满足强度要求。

 表 8 断面 A 不同工况下各测点应变的实测值对比（单位： $\mu\epsilon$ ）

断面 A 测点	弹性应变		
	工况 I	工况 III	工况 V
1	305	425	246
2	52	91	46
3	36	32	37
4	40	26	38
5	115	169	108
6	26	9	16
7	1	-2	14
8	2	2	24

 表 9 断面 A 不同工况下各测点应变的理论值对比（单位： $\mu\epsilon$ ）

工况 I	工况 III	工况 V
------	--------	------

101	151	72
19	24	14
49	54	40
51	50	42
102	150	74
9	10	5
-8	-8	-8
-9	-12	-7

(2) 断面 B 测试结果评价

表 10 为断面 B 在工况 II、IV、VI 下的结构实测应变，表 11 为相应的理论应变。结果表明，工况 IV 下测点应变最大，其次是工况 II，工况 VI 最小。尤其是测点 1 和测点 2，这两个 U 肋上的测点应变最大，变化趋势也最明显。理论与实测结果表明：

- (a) 桥面铺装层能改善桥面板的受力状况；
- (b) 更换 RB 混凝土桥面铺装层后，桥面板应变比原桥面铺装层下来的小，受力状态有所改善；
- (c) 主要测点，例如测点 1、2，理论应变略大于实测应变，说明结构承受荷载有一定的安全余量；
- (d) 桥面板 U 肋上的应变远大于桥面板顶板上的应变，U 肋具有很好的受力性能，承受荷载的效果明显。
- (e) 结构 Mises 应力小于许用应力，满足强度要求。

表 10 断面 B 不同工况下各测点应变的实测值对比（单位： $\mu\epsilon$ ）

断面 B 测点	弹性应变		
	工况 II	工况 IV	工况 VI
1	-22	-76	-16
2	115	145	101
3	-4	23	-21
4	-13	-27	-6
5	-41	-50	-33
6	-47	-19	31

表 11 断面 B 不同工况下各测点应变的理论值对比（单位： $\mu\epsilon$ ）（应变片）

断面 B 测点	弹性应变		
	工况 II	工况 IV	工况 VI
1	-37	-78	-23
2	136	159	123
3	-13	-24	-17
4	-28	-35	-21
5	-27	-20	-23
6	-37	-39	-35

2 明州大桥钢桥桥面铺装动载试验

2.1 动载试验方案

为了测试桥跨结构的测试断面在移动车辆荷载作用下的冲击系数以及在跳车荷载作用下的自振频率，本文开展了载重汽车通过测试断面的行车试验和跳车试验两大类动载试验，一共四种试验工况：

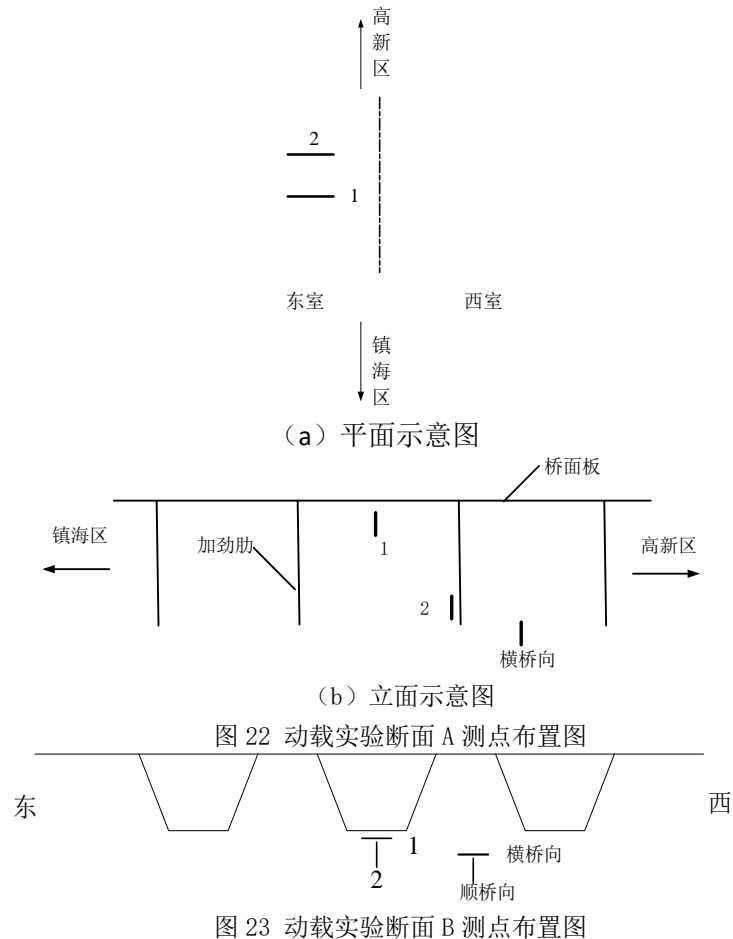
(1) 工况 I：桥面铺装更换前，在桥面无任何障碍的情况下，用一辆载重汽车以大约 30km 车速驶过桥跨结构断面 A 和断面 B，测定车轮下的箱梁桥面板的动应变；

(2) 工况 II: 桥面铺装更换后, 在桥面无任何障碍的情况下, 用一辆载重汽车以大约 30km 车速驶过桥跨结构断面 A 和断面 B, 测定车轮下的箱梁桥面板的动应变;

(3) 工况 III: 桥面铺装更换前, 进行跳车试验, 具体方法是将障碍物分别放置在断面 A 和断面 B, 车辆经过障碍物对桥面板产生一定的激振作用, 测试桥面板底部的动应变;

(4) 工况 IV: 桥面铺装更换后, 进行跳车试验, 具体方法是将障碍物分别放置在断面 A 和断面 B, 车辆经过障碍物对桥面板产生一定的激振作用, 测试桥面板底部的动应变。

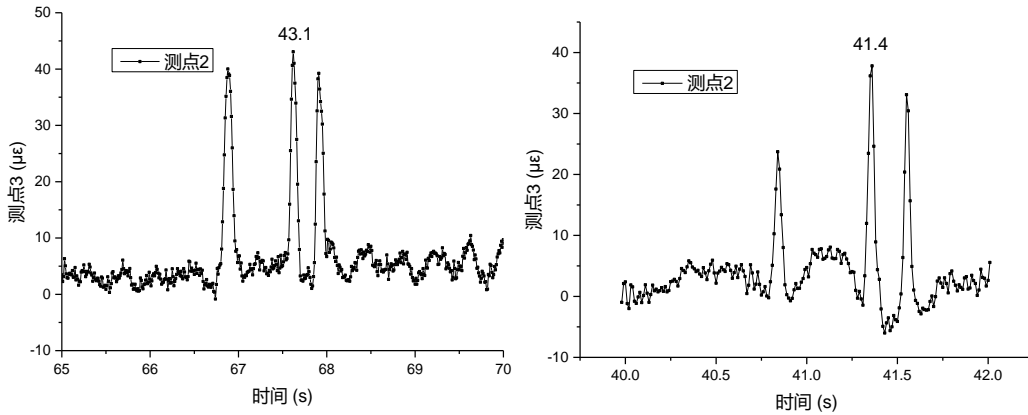
动载试验车辆与静载试验相同, 本次振动测试采用北京东方所 INV3062 网络分布式采集仪, 采用全桥应变片采集动载实验时的动应变。动应变测点布置位置与静载试验应变位置一致, 但测点数量减少, 具体布置示意图如图 22~23 所示。



2.2 动载试验结果分析

2.2.1 跑车试验测试结果

由于实验时无法达到封闭交通的测试条件, 车速无法拉高, 因此只进行了 35 吨载重汽车以 30km/h 车速从南向北通过测试断面的行车试验。载重汽车以 30km/h 车速通过桥面铺装更换前 (工况 I)、更换后 (工况 II) 的断面 A 时, 测试得到测点 2 的动应变如图 24 所示。跑车试验中断面 A 测点 1 的动应变不明显, 分析原因可能是车轮离测点 1 较远, 而桥面板上的测点 1 对车轮位置的敏感程度比加劲肋底部的测点 2 高。



(a) 桥面铺装更换前 (b) 桥面铺装更换后

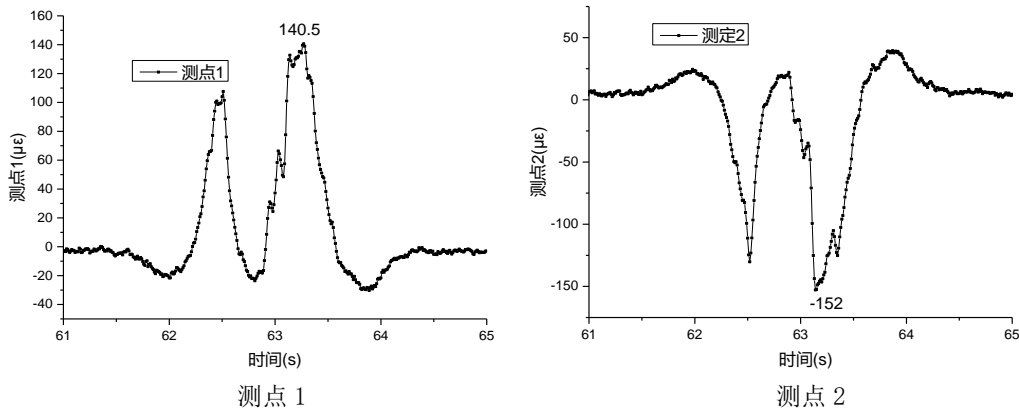
图 24 跑车试验时 A 断面测点的动应变

断面 A 在行车实验中的桥面板应变冲击系数如表 12 所示。铺装层更换后，断面 A 在行车实验中的荷载冲击系数从 0.20 减小到 0.15，说明桥面板受力性能有所提升。

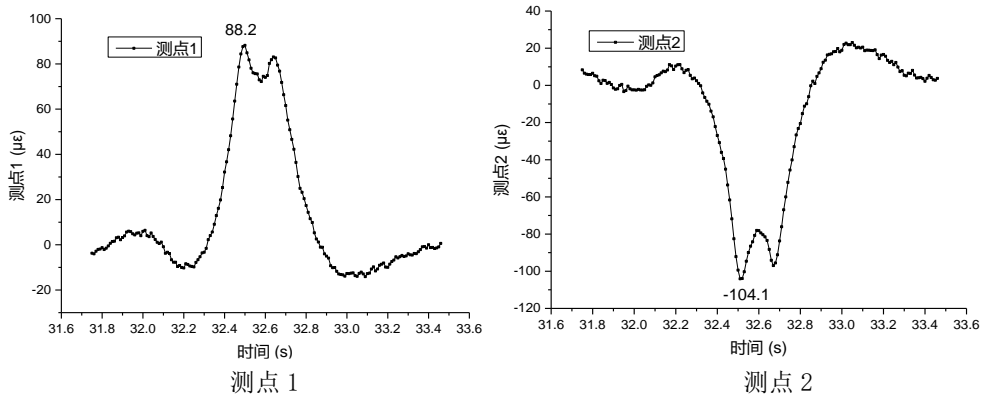
表 12 断面 A 桥面板行车试验的冲击系数计算

断面 A	桥面铺装更换前			桥面铺装更换后		
	静态应变 $\mu\epsilon$	动应变 $\mu\epsilon$	冲击系数	静态应变 $\mu\epsilon$	动应变 $\mu\epsilon$	冲击系数
测点 2	36	43.1	0.20	36	41.4	0.15

载重汽车以 30km/h 车速通过桥面铺装更换前（工况 I）、更换后（工况 II）的断面 B 时，测试得到测点 1、2 的动应变如图 25 所示。



(a) 桥面铺装更换前



(b) 桥面铺装更换后

图 25 跑车试验时 B 断面测点的动应变

由图 25 可知, 横桥向应变测点 1 数值在两次试验中差别, 不作为判断依据。纵桥向测点 2 应变为主要应变, 数值较大且相对稳定, 因此作为主要动应变, 求得桥面铺装更换前、后断面 B 的冲击系数, 如表 13 所示。铺装层更换后, 断面 B 在行车实验中的荷载冲击系数从 0.32 减小到 0.03, 说明桥面板受力性能得到提升。

表 13 B 断面桥面板行车试验的冲击系数计算

断面 B 参数	桥面铺装更换前			桥面铺装更换后		
	静态应变 $\mu\epsilon$	动应变 $\mu\epsilon$	冲击系数	静态应变 $\mu\epsilon$	动应变 $\mu\epsilon$	冲击系数
测点 2	115	152	0.32	101	104.1	0.03

2.2.2 跳车试验测试结果

在跳车试验中, 将 35 吨车辆中、后轮轴的中心置于断面 A 或断面 B, 然后将两根木条组成的障碍物放入车辆中、后轮之间, 启动车辆跳过该障碍物, 记录此过程中的桥面板的动应变, 结果如图 26 所示。

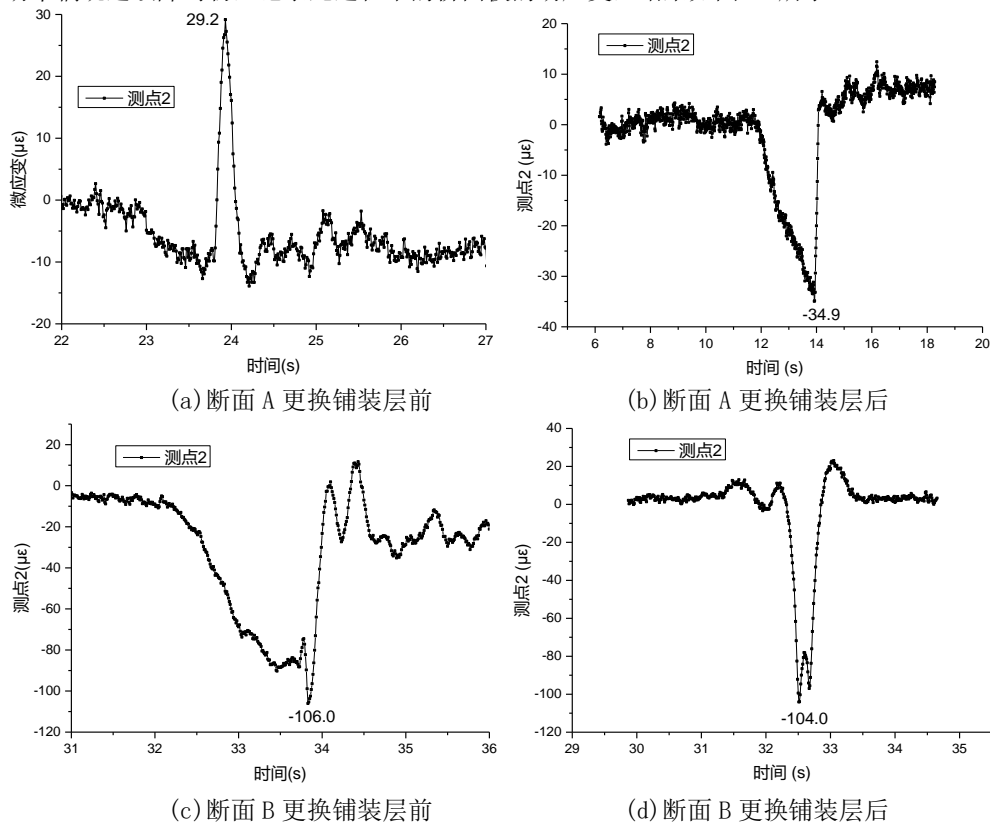


图 26 跳车时的动应变

对图 26 中的动应变进行峰值-周期分析, 获得跳车试验中桥面板的冲击系数, 结果列于表 14。铺装层更换前后, 断面 A 桥面板的自振频率从 2.7Hz 升高到 3.8Hz, 断面 B 桥面板的自振频率从 3.0Hz 升高到 4.4Hz, 这说明桥面铺装层更换后, 桥面板的刚度有所增加, 导致自振频率变大。

表 14 跳车试验得到的桥面板自振频率 (单位: Hz)

工况	III	IV	III	IV
工况描述	跳车			
	更换铺装前	更换铺装后	更换铺装前	更换铺装后
断面号	A	A	B	B
自振频率	2.7	3.8	3.0	4.4

2.2.3 动载试验测试结果

对比工况 I、II 跑车实验结果, 桥面在载重汽车行车试验时, 桥面铺装层更换为 RB 混凝土后的冲击系数小于桥面铺装更换前的冲击系数, 如断面 A, 其桥面测点 1 的冲击系数由更换前的 0.21 降低到更换后的 0.15, 断面 B 的冲击系

数则由 0.32 降低到 0.03。结果表明, 更换 RB 混凝土铺装后, 降低了运动车辆对桥面板的冲击作用。

对比工况 III、IV 跳车实验的结果, 桥面在载重汽车跳车试验时, 桥面铺装层更换为 RB 混凝土后的桥面振动频率大于桥面铺装更换前的振动频率, 如断面 A, 自振频率在更换前为 2.7Hz, 更换后为 3.8 Hz; 断面 B, 其自振频率则由 3.0 Hz 提高到了 4.4 Hz。说明铺装层更换为 RB 混凝土后的桥面刚度大于桥面铺装层更换前的桥面刚度。

3 结论

明州大桥用 RB 混凝土铺装替换普通沥青混凝土铺装前后的静载试验与理论分析表明:

(1) 明州大桥局部桥面铺装层更换为 RB 混凝土后, 桥面板应变比原桥面铺装层时要小, 改善了桥面板的受力性能。

(2) 在桥面板距离伸缩缝 4.675 米的 A 断面处, 理论应变小于实测应变, 原因在于断面 A 桥面板有多处焊接, 影响了该处桥面板的受力整体性;

(3) 桥面板 U 肋上的应变远大于桥面板顶板上的应变, U 肋具有很好的受力性能, 承受荷载的效果明显。

(4) 钢结构中的 Mises 应力小于许用应力, 且有一定的安全余量, 满足强度要求。

明州大桥用 RB 混凝土铺装替换普通沥青混凝土铺装前后的静载试验与理论分析表明:

(1) 桥面铺装层更换为 RB 混凝土后, 汽车的冲击系数小于桥面铺装更换前的冲击系数, 这说明更换 RB 混凝土铺装后, 降低了运动车辆对桥面板的冲击作用。

(2) 桥面铺装层更换为 RB 混凝土后, 测试断面的桥面板自振频率大于桥面铺装更换前的振动频率, 这说明铺装层更换为 RB 混凝土后, 桥面板刚度有所提高, 有利于其受力性能的改善。

[参考文献]

- [1] 刘尧泽. 重庆地区大跨径钢桥桥面铺装病害分析及对策[J]. 四川水泥, 2018(12): 343.
- [2] 张瑞, 杨杰. 桥面铺装常见病害成因分析及其防治措施[J]. 山东工业技术, 2019(12): 118.
- [3] 尹哲颖. 环氧沥青在东风大桥混凝土桥面铺装中的应用研究[D]. 天津: 天津大学, 2018.
- [4] 罗剑. 钢混结构混合桥桥面铺装体系受力分析——桃天门大桥钢桥面铺装力学分析[D]. 江苏: 东南大学, 2004.
- [5] 刘攀, 罗婷倚, 李璐, 郝增恒, 盛兴跃, 刘誉贵. 聚氨酯-环氧沥青混凝土钢桥面铺装体系性能研究[J]. 公路交通技术, 2019, 35(02): 17-22.
- [6] 鞠晓臣, 刘晓光, 赵欣欣, 左照坤, 陈令康. 铁路钢桥桥面铺装结构力学分析[J]. 铁道建筑, 2017, 57(09): 13-16.
- [7] 于力, 魏小皓, 王建伟, 罗桑. 环氧沥青铺装层裂缝类病害修复材料性能研究[J]. 公路, 2019, 64(04): 293-298.
- [8] 张晓东, 张昭. 环氧沥青混凝土钢桥面铺装施工质量控制[J]. 公路交通技术, 2012(05): 45-48.
- [9] 王贤良, 王志祥. 钢桥面铺装浇注式沥青混合料性能研究[J]. 铁道科学与工程学报, 2018, 15(08): 1956-1962.
- [10] 苏子元. 寒区钢桥面浇注式沥青混凝土低温指标及铺装技术研究[D]. 陕西: 长安大学, 2018.
- [11] 李兴海, 钱振东, 周绪利, 薛忠军. 钢桥面铺装修复界面疲劳特性试验[J]. 中国公路学报, 2018, 31(05): 99-105.
- [12] 银力. 大跨径钢桥桥面铺装层病害与修复技术研究[D]. 湖南: 中南大学, 2008.
- [13] 柴彩萍. 高延性水泥基复合材料(ECC)在钢桥面铺装中的应用性能研究[J]. 粉煤灰综合利用, 2018(06): 77-80.
- [14] 孙劲舟. 活性粉末混凝土桥面铺装层受力特性理论分析与试验研究[D]. 湖南: 中南林业科技大学, 2018.
- [15] 邓露, 鲜亚兰, 邵旭东. 轻型钢-UHPC 组合桥面板的疲劳可靠性评估[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2018(3): 711-717.
- [16] 邓鸣, 张建仁, 王蕊, 闫燕红, 戴理朝, 王磊. UHPC 铺装加固斜拉桥正交异性钢桥面板[J]. 长安大学学报(自然科学版), 2018, 38(01): 67-74.

作者简介: 第一作者徐斌, 男, (1960-), 硕士, 高级工程师。