

文章编号:1673-2049(2016)03-0058-07

# PC梁桥斜交混凝土面板在车辆轮压荷载作用下的受力特性

庄一舟,徐亮,黄福云,任卫岗

(福州大学 土木工程学院,福建 福州 350108)

**摘要:**针对预应力混凝土(PC)梁桥结构斜交桥面出现的经常性裂缝,对一座斜交角为 $46^\circ$ 的桥梁的桥面应变进行现场实测,通过校验和修正有限元模型研究了典型斜交钢筋混凝土面板在车辆轮压荷载作用下的受力特性。结果表明:行驶车辆引起的桥面应变很小,车辆荷载的单独作用不可能引起混凝土开裂,但是车辆轮压荷载的反复作用可以产生裂缝或使已经存在的裂缝变宽、变长甚至肉眼可见;轮压荷载作用的局部效应对总应变响应的影响很大,特别是对长跨桥梁或车辆在桥梁的跨中位置,桥面作为组合截面的一个组分,其导致的整体效应主要依赖于所研究的位置;车辆荷载引起的总应变效应随着桥面斜交角的增加而略有增加。

**关键词:**斜交混凝土桥面;公路桥梁;有限元分析;荷载试验;应变测量;模型校正;车辆轮压荷载

中图分类号:U442.5

文献标志码:A

## Mechanical Behaviors of Skewed RC Deck in PC Girder Bridge Subjected to Vehicle Wheel Loads

ZHUANG Yi-zhou, XU Liang, HUANG Fu-yun, REN Wei-gang

(College of Civil Engineering, Fuzhou University, Fuzhou 350108, Fujian, China)

**Abstract:** Aimed at the regular cracks appeared in skewed reinforced concrete (RC) deck in prestressed concrete (PC) girder bridge, the deck strains of a girder bridge with  $46^\circ$  skew angle were measured, and the mechanical behaviors of typical skewed reinforced concrete deck subjected to vehicle wheel loads were researched. The results show that the deck strains caused by driving vehicle are low, and the concrete cracks are impossible induced by vehicle loads lonely, but cyclic loads of vehicle wheels may create cracks or make the existing cracks wider, longer and visible. The local effects of wheel loads significantly contribute to the total strain response, especially for longer spans and vehicle at mid-span of bridge. As a part of composite cross section, the global loading effect of deck depends on the investigated location. The total strain effect subjected to vehicle load increases slightly with skew angle magnitude.

**Key words:** skewed RC deck; highway bridge; finite element analysis; load test; strain measurement; modeling verification; vehicle wheel load

收稿日期:2015-12-07

基金项目:国家自然科学基金项目(51278126,51578161);福建省自然科学基金项目(2013J01187)

作者简介:庄一舟(1964-),男,浙江奉化人,教授,工学博士,E-mail:478372092@qq.com。

# 0 引 言

调查报告显示,预应力混凝土(PC)梁桥的混凝土斜交桥面角部开裂现象比直桥严重得多,其主要表现为面板表面横向开裂严重<sup>[1-5]</sup>。虽然在某些已损伤的桥面中存在纵梁对收缩应变的约束作用,但是一旦开裂则损伤具有扩展性,目前对此现象进行解释和研究的文献极少。John 等<sup>[6]</sup>最早研究了斜交钢筋混凝土桥面,通过荷载试验发现:横向主钢筋上的最大应变随斜交角增大而增大。斜交角为 36° 和 60° 的桥面应变分别为直桥面的 1.23 倍和 1.29 倍。如果钢梁与桥面为非组合结构,则这些系数分别为 1.36 和 1.65,但试验时未记录混凝土的应变值,无法解释斜交桥面更易于产生开裂/疲劳损伤累积的原因。Alabama 交通部门对桥面大量开裂现象进行了深入的调查研究、试验和计算分析<sup>[7]</sup>,研究得出损伤破坏的主要原因是由于桥面过于细长、纵筋缺乏、骨料选择不合适和车辆轴重过大。

Buckler 等<sup>[8]</sup>调查了纵梁间隔对 RC 桥面车辆荷载响应的影响,并用有限元方法进行了分析,结果发现:纵梁间隔的增加会使混凝土桥面内的应力增加,并建议对桥面斜交角的影响作进一步的研究。不同材料和结构的斜交桥研究结果也表明,斜交角是影响桥面开裂的主要原因之一<sup>[9-12]</sup>。

目前仍未有相关文献对桥面应变随着斜交角增加而变化的规律进行总结。本文采用足尺结构试验与经试验验证的数值模拟分析相结合的方法对这一问题进行探讨。

# 1 动载试验简介

本文选定美国密歇根州一座正要改造的公路 PC 梁桥作为现场荷载对象,测试其荷载作用的物理参数值以验证有限元模型。此桥名为 M-50 (S02-38131),与 US-127 干道相连。这是一座单车匝道桥梁,共有 4 个连续跨,每跨的斜交角也是变化的。桥面呈曲形,但纵梁本身是直梁。上部结构由 5 根 AASHTO-PC 混凝土纵梁支承,纵梁间距为 2.92 m,混凝土桥面厚度为 0.228 m。只有在 M-50 桥跨 4 中安装有测试仪表,如图 1 所示。跨 4 的跨长为 13.72 m,斜交角为 46°。

为了解车辆轮压荷载作用下混凝土桥面板的受力特性,在桥梁跨 4 面板混凝土内的 4 个位置上埋设应变计(图 2),其中纵梁轴线记为 A~E(图 1);位置 S1,S3 用来检测车辆轮压荷载作用的局部响

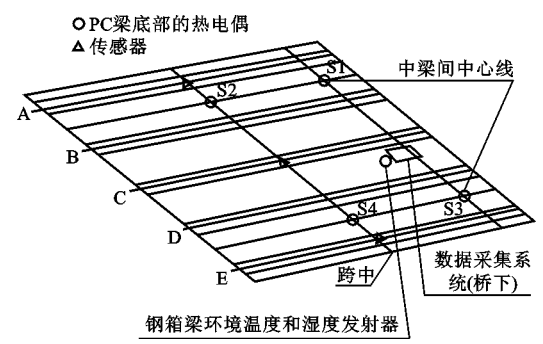


图 1 M-50 桥的跨 4 及其仪表布置  
Fig. 1 The 4th Span of M-50 Bridge and Its Instrumentation

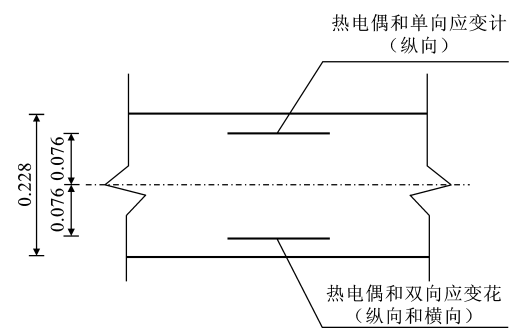


图 2 应变计和热电偶在桥面板深度方向上的位置(单位:m)  
Fig. 2 Along-depth Locations of Strain Gauges and Thermal Couples (Unit:m)

应,此处没有明显的整车荷载响应<sup>[13]</sup>,而位置 S2,S4 用来检测较大的整体响应,因为此处纵向弯矩最大。每个位置点上埋设上、下 2 层应变计,上层(纵向应变计)距面板顶 76.2 mm,下层(纵向、横向应变花)距面板底 38.1 mm,见图 2。图 3 为浇灌混凝土前在桥面板内埋设应变计。



图 3 浇灌混凝土前在桥面板内埋设应变计  
Fig. 3 Embedding of Strain Gauges in Deck Before Concrete Casting

待桥面混凝土硬化后,通过将 1 辆 5 轴满载货车徐徐驶入并经过跨 4 进行加载(图 4)。货车的荷载分布见图 5,车辆荷载分布符合美国对轮压荷载



图 4 1 辆 5 轴满载试验货车行驶在 M-50 桥上

Fig. 4 A Fully-loaded Five-axes Truck Riding on

M-50 Bridge

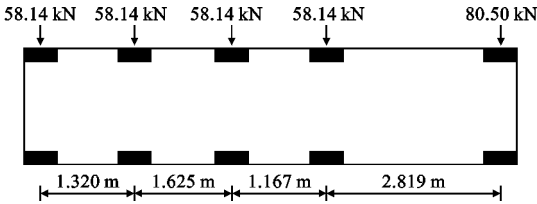


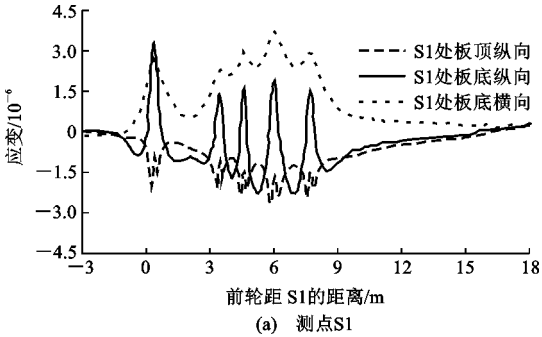
图 5 试验货车的轴压荷载分布

Fig. 5 Axle Load Distribution of Test Truck

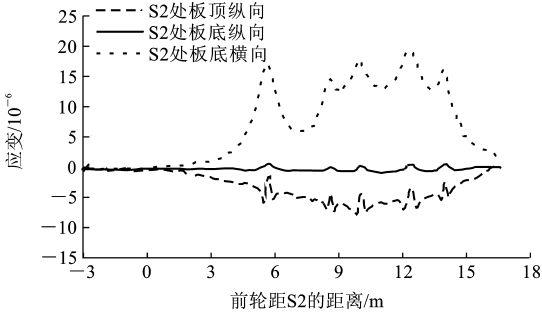
的限额规定,代表了公路上的真实荷载,并与观察到的移动荷载  $P$  数据相吻合。试验时要求 2 条车轮线的其中 1 条按直线驶越测试点 S1,S2(或 S3,S4)以求得最大力学响应。应变采用低噪声无线雷达数据采集系统 Invocon 读取,采样频率为 40 Hz。通过实测可得上、下层的纵向、横向应变影响线(图 6)和应变值(图 7~10)。

2 有限元模型验证

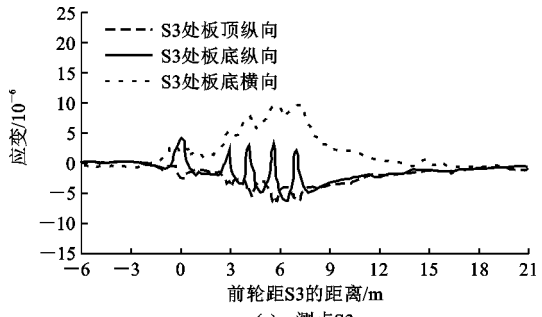
本文采用 M-50 桥的实测数据校准建立有限元模型。RC 桥面采用 DIANA 三维 20 节点实体单元 CHX60,PC 梁采用 8 节点壳单元 CQ40S。有限元分析时只选取试验跨 4,其他跨上车辆荷载对试验跨的影响很小,可以忽略不计。图 7~10 所示为测点 S1,S2,S3,S4 上各 3 个应变计上应变测试结果与有限元计算结果的比较。由图 7~10 可知,有限元数值分析结果与试验值比较接近,由于存在建模和材性参数取值等各种误差,而造成个别工况稍有偏差。在校准有限元模型时,一般满足大多数重点研究的几个参数和主要的几种荷载工况即可。对实桥测试与有限元分析结果进行对比,发现两者总体规律一致且吻合较好,从而证明了本文建立的有限元模型的正确性,即此有限元模型可用于后续研究。



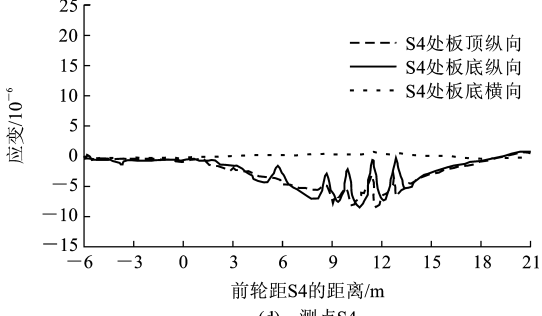
(a) 测点S1



(b) 测点S2



(c) 测点S3



(d) 测点S4

图 6 货车引起的桥面应变

Fig. 6 Truck-induced Strain on Bridge Deck

3 PC 梁桥斜交混凝土面板受力特性分析

3.1 整体效应

通过有限元模型数值分析结果和实测数据可知,S4 位置上的整体效应远大于 S3 位置,原因是 S4 位于跨中,车辆引起的弯矩大,而 S3 位于靠近跨端,弯矩和挠度比较小。另外,S3 下层横向应变几乎没有整体效应(波峰不明显),部分原因是端部刚

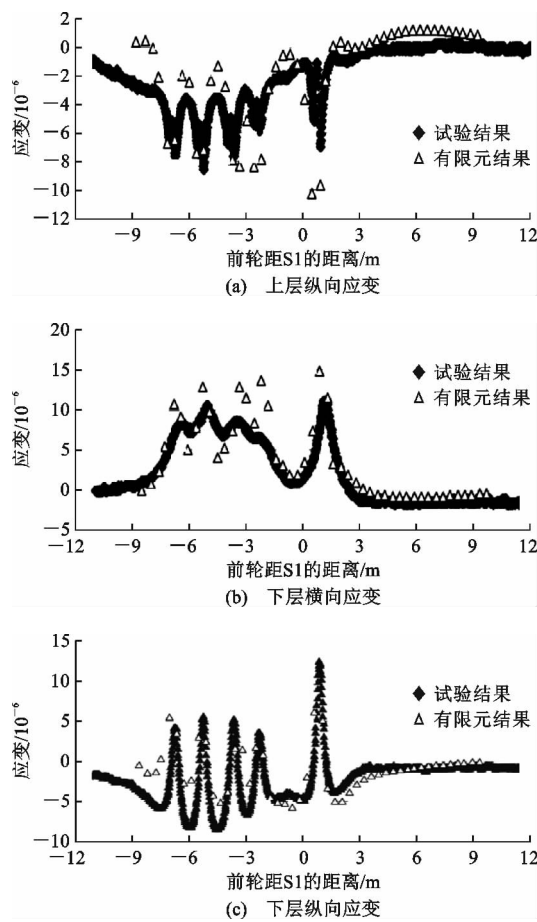


图 7 测点 S1 应变试验值与计算值的比较

Fig. 7 Comparison Between Test Values and Computation Values of Strain of S1

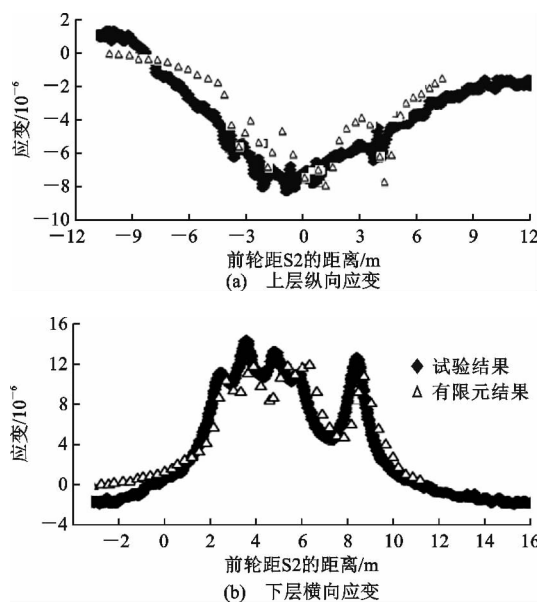


图 8 测点 S2 应变试验值与计算值的比较

Fig. 8 Comparison Between Test Values and Computation Values of Strain of S2

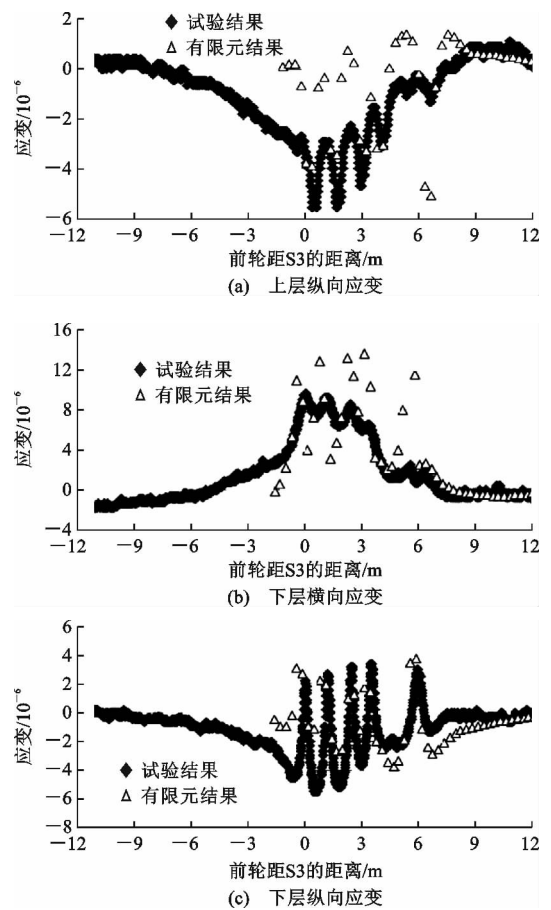


图 9 测点 S3 应变试验值与计算值的比较

Fig. 9 Comparison Between Test Values and Computation Values of Strain of S3

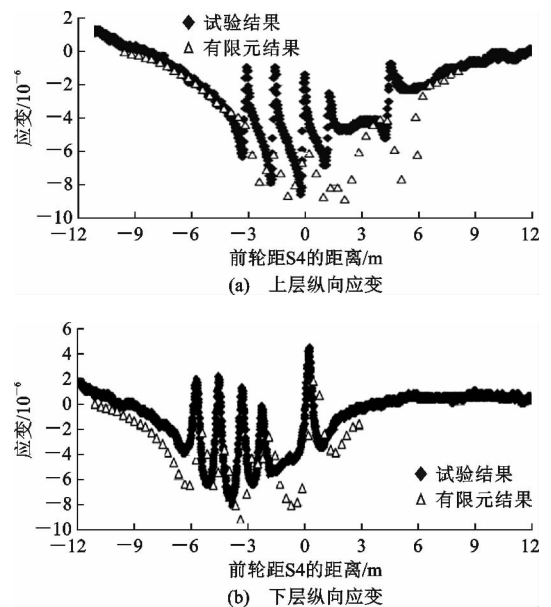


图 10 测点 S4 应变试验值与计算值的比较

Fig. 10 Comparison Between Test Values and Computation Values of Strain of S4

性 RC 横隔梁将纵梁在横向上连成一个整体。同时, S3 位置的纵向应变比横向却有更明显的整体效应, 因为当车辆方向驶离时, 车辆在跨中和 S3 位置处产生最大纵向弯矩, 导致明显的整体效应。

由图 6 可见, 实测应变在  $-10 \times 10^{-6}$  (受压)  $\sim 20 \times 10^{-6}$  (受拉) 之内。图 6 中显示的应变经历了 5 次峰值, 反映了 1 条车轮线上 5 个轮子依次驶过应变计测点 S1~S4 的位置。应变峰值说明每个车轮产生的局部影响相对较为独立, 邻近车轮的介入作用不大。这意味着每个车轮荷载的影响范围较小, 与其他车轮的效应相重合的程度很有限, 即车轮个体间的相互作用或叠加效应不大。虽然车轮对测量的应变有明显的局部效应, 但整个车辆对测量得到的总应变仍有贡献, 这种效应称为荷载的整体响应, 应为总应变曲线的下包络线或上包络线。这一整体响应曲线显示, 桥面作为组合截面的一部分, 经受了纵向压应变作用, 但单个轮压荷载引起的拉应变叠加到整体压应变中, 从而形成了图中的试验值, 这一行为与其他研究中观察到的结果相一致<sup>[14]</sup>。图 6 中桥面各测点在横桥向的测试应变结果显示实际受到的应力较混凝土劈裂强度 (约为抗压强度的 10%) 小很多。同时发现, 只要轴距 (第 1 轴与最后轴之间的距离) 和轴数保持不变<sup>[14]</sup>, 由车轮引起的荷载效应占主导作用, 由车辆分布荷载引起的整体效应变化不大。

### 3.2 特征桥建模

为深入了解车辆轮压荷载对斜交 RC 公路桥梁桥面的作用效应以及桥面本身的力学行为, 采用有限元方法进一步分析研究若干座虚拟密歇根州公路 PC 梁桥特征结构。按密歇根州交通部 (MDOT) 的施工规程, 混凝土强度取为圆柱体平均抗压强度 41 MPa, 相应的混凝土弹性模量为 30.1 GPa, 钢的弹性模量为 197 GPa。混凝土和钢的泊松比分别为 0.2 和 0.22。采用商业分析软件 DIANA 的混凝土结构模块 TNO 进行线性分析。由于主要目的是分析轮压荷载是否诱发混凝土的开裂, 受力状态尚处于开裂前阶段, 故线性分析可以有足够的精度, 认为可以满足分析要求。

通过对桥梁数据库 FHWA-PD-96-001 统计发现美国密歇根州现有桥梁的 33.48% 是斜交桥, 斜交角范围为  $1^\circ \sim 90^\circ$  ( $1^\circ \sim 10^\circ$  占 6.7%,  $11^\circ \sim 20^\circ$  占 8.7%,  $21^\circ \sim 30^\circ$  占 8.2%,  $31^\circ \sim 40^\circ$  占 4.5%,  $41^\circ \sim 50^\circ$  占 3.9%,  $51^\circ \sim 60^\circ$  占 1.1%,  $61^\circ \sim 70^\circ$  占 0.3%,  $71^\circ \sim 80^\circ$  占 0.04%,  $81^\circ \sim 90^\circ$  占 0.02%)<sup>[14]</sup>, 故分析

模型设计时取 3 种斜交角  $0^\circ$ ,  $30^\circ$ ,  $45^\circ$  较具有代表性。对这些模型中的纵梁间距代表性地取为 1.83 m 和 3.05 m, 纵梁一律取为 AASHTO 工字型 PC 梁。为了减少计算工作量, 这些桥的跨度统一取为 2 种情况, 即单跨 13.72 m 和单跨 21.35 m, 而且都为简支。将以上的设计参数组合后, 最后得到了 12 种特征桥模型。建模时考虑了桥端的横隔梁, 但忽略了护栏的影响。这些特征桥梁代表了绝大多数密歇根州内的公路 PC 桥梁。图 11 为 PC 纵梁间距为 1.83 m 和 3.05 m 的桥面横截面。按密歇根州的工程实践并在考虑耐久性的基础上, RC 桥面厚度采用固定值 0.228 m。

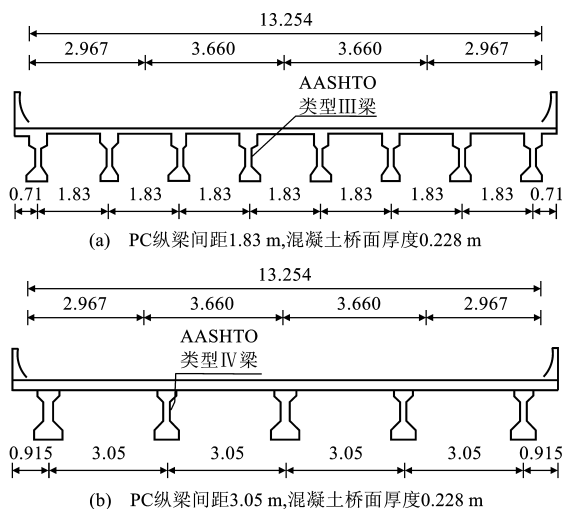


图 11 特征桥横截面 (单位: m)

Fig. 11 Sections of Genetic Bridges (Unit: m)

### 3.3 斜交混凝土桥面的力学行为

图 12 为某桥面有限元网格划分, 桥面上布置有 2 种车辆荷载位置。

对不同参数 (单跨跨度、斜交角和纵梁间距) 组合的桥梁, 表 1、2 汇总了混凝土桥面在图 5 所示的车辆荷载作用下主应力的有限元分析结果。荷载分 2 种情况, 荷载 1 指车辆的第 1 个轮子位于 S2 上面, 而荷载 2 指车辆的第 2 个轮子位于 S2 上面, 见图 12。施加荷载对 S1 位置上整体效应不明显, 因为纵梁中产生的弯矩较小, 故没有进行特别的详细研究。由表 1、2 可知, 斜交角的增加总体上会提高最大主应力。如果纵梁间距一样, 21.35 m 跨度桥梁比 13.72 m 产生更大的主应力。这个结果反映了忽略局部效应时对结构整体效应的影响程度<sup>[15-18]</sup>。当斜交角和跨度不变时, 相比梁间距小的荷载位置处梁间距越大各荷载位置处的主应力越大。

当前 AASHTO 的 RC 桥面设计方法 AASH-

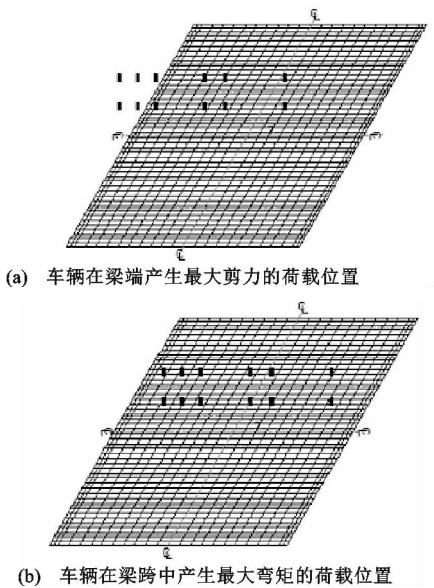


图 12 典型桥面有限元网格及两极端加载位置  
Fig. 12 Finite Element Meshing and Two Extremity Loading Position for Typical Bridge

TO Standard 和 AASHTO(2007)<sup>[1]</sup>是考虑 1 条 0.305 m 典型宽桥面带,并将此条带当作纵梁支承的连续梁进行配筋分析计算的。这种计算方法明显地忽略了整体效应(与桥跨长度和弯矩的纵向分布有关)。除此之外,设计规范还采用一个经验公式来估算此典型条带内用于设计配筋的活荷载弯矩,此公式仅仅考虑了纵梁间距用来估算设计用的活荷载弯矩。AASHTO(2007)<sup>[1]</sup>将桥面分析方法留给设计者决定。

表 1 跨度为 13.72 m 典型斜交 RC 桥面上最大主应力  
Tab. 1 Maximum Principal Stress on Typical Skewed RC Bridge Deck with a Span of 13.72 m

斜交桥的角度/(°)	桥面上最大主应力/MPa			
	梁间距 3.05 m		梁间距 1.83 m	
	荷载位置 1	荷载位置 2	荷载位置 1	荷载位置 2
0	0.91	1.10	0.85	0.15
30	0.92	1.13	0.88	0.16
45	0.94	1.17	0.91	0.17

表 2 跨度为 21.35 m 典型斜交 RC 桥面上最大主应力  
Tab. 2 Maximum Principal Stress on Typical Skewed RC Bridge Deck with a Span of 21.35 m

斜交桥的角度/(°)	桥面上最大主应力/MPa			
	梁间距 3.05 m		梁间距 1.83 m	
	荷载位置 1	荷载位置 2	荷载位置 1	荷载位置 2
0	1.04	1.28	0.95	1.25
30	1.05	1.32	0.96	1.27
45	1.07	1.37	1.02	1.28

按照上述设计方法并采用车辆的最重轮压荷载 80.1 kN,对纵梁间隔为 1.83 m 和 3.05 m 的桥梁进行计算得最大主应力分别为 0.88 MPa 和 1.28 MPa。同表 1,2 的有限元结果相比,前者低估了,后者却高估了。由于规范计算方法仅仅考虑了局部效应,它高估了其局部效应,实际上掩盖了部分整体效应,并产生了不同的误差。由于车轮动力效应一般小于静态效应的 30%,故动力效应不会对产生混凝土开裂的总应力有太大的影响。研究发现最大主应力出现在桥面板端部且靠近底部表面,即桥面板与主梁连接的位置,这与实际情况中容易产生病害的位置相符。

### 4 结 语

(1)对诸如斜交公路桥梁复杂结构的数值模拟需要实际测试数据进行校正和校核。

(2)在 PC 梁支承的混凝土桥面中车轮荷载引起的应力(应变)相对较小,不可能大到足够引起桥面开裂。

(3)斜交桥面会产生比直桥桥面更大的应力,一般随斜交角的增加而增加;建议在锐角处和斜交板的端部,采取被动(随角度大小适量增加配筋量和调整配筋方向)或主动(通过局部调整结构组合形式或材料组分)措施以减小产生的应力。

(4)在确定桥面和桥梁尺寸时,AASHTO Standard 和 AASHTO(2007)设计方法忽略了车轮荷载的整体效应。因为没有指定具体的分析方法,前者高估了车轮荷载的局部效应,而后者也有可能

导致同样的结果。

(5)最大主应力发生位置在桥面板端部且靠近底部表面,即桥面板与主梁连接的位置,可通过在此区域增加钢筋用量和改善钢筋布置形式,或是利用超高韧性混凝土来增强此区域的抗裂能力。

(6)将主梁间距适当增大,有利于减少 PC 梁桥斜交混凝土桥面板因面板底部主应力过大而拉裂的现象。

(7)将组合桥面结构转换为非组合桥面结构或部分组合桥面结构以减小或释放纵梁对桥面的约束。车辆轮压荷载可能会引起疲劳加载,使裂缝逐渐变大,最后形成肉眼可见裂缝,具体需要进一步研究。优化混凝土混合料的组分(减少短期产热量和收缩量)以减小开裂的可能性。

## 参考文献:

## References:

- [1] AASHTO(2007), LRFD Bridge Design Specifications [S].
- [2] ISSA M A, Investigation of Cracking in Concrete Bridge Decks at Early Ages[J]. Journal of Bridge Engineering, 1999, 4(2): 116-124.
- [3] FU G K, FENG J H, DIMARIA J, et al. Bridge Deck Corner Cracking on Skewed Structures[R]. Detroit: Wayne State University, 2007.
- [4] ISAMU Y, YAIL J K, KEIYU Y, et al. Moving-wheel Fatigue for Bridge Decks Strengthened with CFRP Strips Subject to Negative Bending [J]. Journal of Composites for Construction, 2010, 14(6): 784-790.
- [5] 戴 竞, 凤懋润. 我国预应力混凝土公路桥的发展与现状[J]. 土木工程学报, 2010, 30(17): 2988-2991.  
DAI Jing, FENG Mao-run. Development and State of Art of Prestressed Concrete Highway Bridge in China [J]. China Civil Engineering Journal, 2010, 30(17): 2988-2991.
- [6] JOHN A M, MARK G S. Life-cycle Cost Assessment of Maintenance Strategies for RC Structures in Chloride Environments[J]. Journal of Bridge Engineering, 2012, 17(2): 353-362.
- [7] CASTANEDA D E. Causes of Mechanical Damage to Alabama Bridge Decks [J]. Transportation Research Record, 1997, 1594: 105-114.
- [8] BUCKLER J G, NARTON F W, GOMEZ J P, et al. Effect of Girder Spacing on Bridge Deck Response[R]. Charlottesville: Virginia Transportation Research Council, 2000.
- [9] NABIL F G, ELIN A J, DELELI K N. Flexural Performance of Carbon Fiber-reinforced Polymer Prestressed Concrete Side-by-side Box Beam Bridge[J]. Journal of Composites for Construction, 2011, 15(5): 663-671.
- [10] AZIZ S, WALID A. Full-scale Test of Continuity Diaphragms in Skewed Concrete Bridge Girders[J]. Journal of Bridge Engineering, 2011, 16(1): 21-28.
- [11] PATRICK T, BRUNO M, DAVID C. Analysis and Design of Straight and Skewed Slab Bridges[J]. Journal of Bridge Engineering, 2012, 17(2): 289-301.
- [12] OGUZ C C, MICHEL B. Skewed Slab-on-girder Steel Bridge Superstructures with Bidirectional-ductile End Diaphragms[J]. Journal of Bridge Engineering, 2011, 16(2): 207-218.
- [13] FU G K, ALAMPALLI S, PEZZE F P. Long-term Serviceability of Isotropically Reinforced Concrete Bridge Deck Slabs[J]. Transportation Research Record, 1992, 1371: 26-36.
- [14] FU G K, ZHUANG Y Z, FENG J H. Behavior of Reinforced Concrete Bridge Decks on Skewed Steel Superstructure Under Truck Wheel Loads[J]. Journal of Bridge Engineering, 2011, 16(2): 219-225.
- [15] ZHUANG Y Z. Skew Bridge Behaviors and Issues: Load Distribution and Deck Cracking [D]. Detroit: Wayne State University, 2007.
- [16] 梁 才. 半整体式无缝化斜交桥受力性能分析[D]. 长沙: 湖南大学, 2012.  
LIANG Cai. Mechanical Behavior of the Skewed Semi-integral Bridges[D]. Changsha: Hunan University, 2012.
- [17] 梁 才, 周 详, 冯啸天. 半整体式斜交无缝化桥梁地震响应分析[J]. 中外公路, 2014, 34(2): 143-146.  
LIANG Cai, ZHOU Xiang, FENG Xiao-tian. Seismic Analysis for Seamless of Semi-integral Abutment Skew Bridge[J]. Journal of China & Foreign Highway, 2014, 34(2): 143-146.
- [18] 陈华辉. 新型半整体式无缝桥梁的试验研究[D]. 长沙: 湖南大学, 2006.  
CHEN Hua-hui. Experimental Study on New Type Semi-integral Abutment Bridge[D]. Changsha: Hunan University, 2006.