

正交异性钢桥面板轮载横向效应的解析分析方法

郭增伟*, 徐 华, 贺煊博

(重庆交通大学 省部共建山区桥梁及隧道工程国家重点实验室, 重庆 400074)

摘 要: 在分析正交异性钢桥面板构造特点的基础上, 将轮载影响范围内的桥面板简化为弹性支撑的平面框架, 建立了正交异性钢桥面板轮载横向效应的解析分析模型, 推导了纵肋弹性支撑刚度和车轮荷载集度等效计算方法, 提出了桥面板与 U 肋交接位置处横向弯曲应力的解析公式, 讨论并明确了影响桥面板横向弯曲应力峰值的关键敏感影响因素, 并以某钢箱梁为例证明了本文算法的合理性。研究发现, 本文方法计算得到桥面板与 U 肋相交位置的横向应力值与有限元结果相差不超过 10%, 证实了本文算法的正确性, 也为正交异性钢桥面板的初步设计提供了极大的方便; 正交异性钢桥面板的横向轮载应力随 U 肋厚度和高度增加而增大, 但随顶板厚度和横隔板间距增大而减小; 相对而言, 顶板内横向拉应力受顶板厚度的影响最为显著, 对腹板倾角和 U 肋腹板厚度的变化并不敏感。

关键词: 钢桥; 正交异性桥面板; 局部轮载; 横向应力; 解析解

中图分类号: U441.3

文献标志码: A

文章编号: 1007-4708(2022)04-0479-09

1 引 言

在公路钢桥中, 正交异性钢桥面板是应用最为广泛的桥面系构造, 其既是主梁的上翼缘, 承担主梁的整体弯矩、剪力和轴力; 又是直接承受局部轮载的桥面系。童乐为等^[1]指出, 车辆荷载效应主要是存在于结构体系 II 和 III 中。局部车轮荷载作用下, U 肋与顶板连接部位的构造不连续和焊缝的初始缺陷会导致该部位应力集中和疲劳问题突出^[2], 准确计算该部位的局部轮载应力对桥面板疲劳寿命的预测至关重要。虽然精细化有限元分析能较好地实现钢桥面板局部轮载效应的分析, 但是不便于在钢桥设计中推广。因此, 正交异性钢桥面板局部轮载效应简化实用分析方法可以极大地降低分析难度, 简化设计流程并提高工作效率。Homberg^[3]提出了等效格子梁法, 该方法虽然简单, 但不能用于求解顶板与 U 肋交接处横向应力。文献^[4]指出, 比拟正交异性板法只有在车轮荷载作用于横肋上时, 才有较高的计算精度, 经过改进后, 计算精度虽有所提高, 但是计算过程十分复杂。Pelican 等^[5,6]将横肋视为刚性支撑, 并将纵肋分推

到顶板上, 进而提出了著名的 P-E 方法, 该方法实用性较强, 计算纵向加肋应力精度高, 但是计算过程也较为繁琐。上述计算方法的理论性太强, 不能给出局部轮载效应的解析解, 计算精度也相对有限。吴臻旺等^[7]通过大量试算, 总结出桥面局部应力简化计算公式, 但该简化计算公式只考虑了顶板厚度、主梁高度、横隔板间距以及吊杆纵向间距内横隔板节间数对横向应力的影响, 无法考虑 U 肋高度和厚度的影响, 并且此简化公式不能直观反映各影响因素对横向应力的影响。这些计算方法较杂, 且受边界条件影响较大, 都未给出最不利位置处最大拉应力求解公式。

本文以车轮荷载影响范围内的桥面板作为研究对象, 将钢箱梁顶板视为弹性支撑于横隔板和 U 肋上的梁格结构, 根据受力特征施加约束条件, 在考虑荷载纵桥向作用长度相邻的非直接荷载区对直接荷载区影响的基础上, 对车轮荷载进行折减。最终将正交异性钢桥面板等效为弹性支撑的框架结构, 利用位移法、力法或者两者相结合的方法给出了最不利位置(顶板和 U 肋交接处)最不利弯矩(最大弯矩)的解析解。而后结合钢箱梁数值算例, 验证了本文方法的正确性, 并分析了各构造参数对横向应力的影响。

2 U 肋局部轮载效应的实用计算方法

2.1 简化计算模型

正交异性桥面板结构体系 II 和 III 在局部轮

收稿日期: 2021-02-01; 修改稿收到日期: 2021-03-26.

基金项目: 国家自然科学基金(51878106); 重庆市自然科学基金面上项目(cstc2019jcyj-msxmX0818); 重庆市教委科学技术研究重点项目(KJZD-K202100704); 桥梁工程结构动力学国家重点实验室开放基金(201501)资助项目.

作者简介: 郭增伟* (1985-), 男, 博士, 教授
(E-mail: zengweigu@cqjtu.edu.cn).

载作用下的变形是局部的,可以忽略多车效应^[8];文献[9]表明正交异性桥面板在单轴车轮或者多轴车轮荷载作用下的应力峰值基本一致;且只有车轮附近的顶板和U肋会产生较大变形;因此,简化分析时可仅考虑单轴某侧车轮荷载,不考虑同轴车轮不同侧的相互影响^[10]。文献[11~13]有限元计算结果表明,局部轮载的影响范围大约是4~5倍U肋开口宽度 l_1 (横桥向) $\times$ 横隔板间距 L (顺桥向),因此简化分析时可仅将 $5l_1 \times L$ 范围内的桥面板作为分析对象。考虑到横隔板平面内(竖向)刚度远大于桥面板,但平面外(水平)刚度远小于桥面板,因此仅考虑横隔板对桥面板的竖向约束,忽略横隔板对桥面板的扭转约束,将横隔板对桥面板的约束假定为铰接;同时考虑到5倍U肋开口宽度外顶板竖向变形小,但转角变形依然较大,因此将简化模型在横桥向的边界也假定为铰接,如图1(b)所示。

在构造上,正交异性钢桥面板在顺桥向是一个

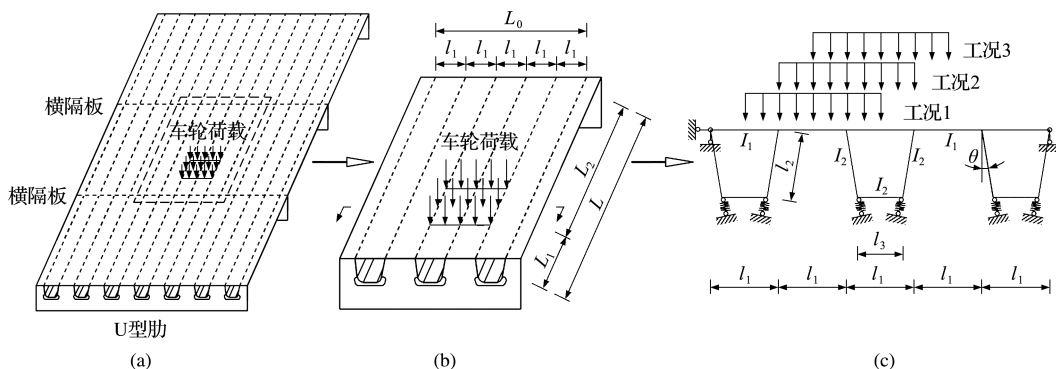


图1 正交异性板
Fig. 1 Orthotropic plate

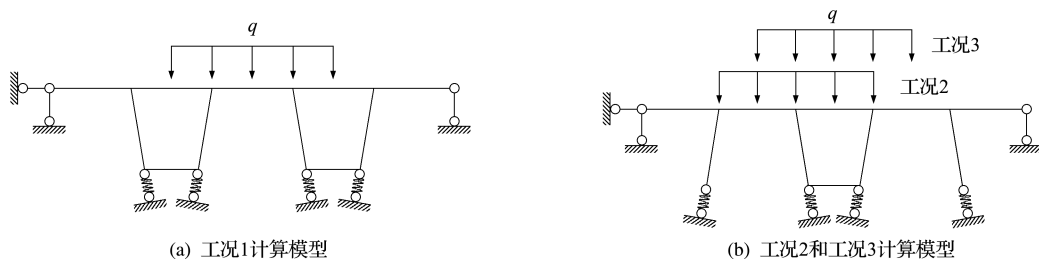


图2 横向应力计算模型
Fig. 2 Analysis model of transverse stress

2.2 U肋横向轮载效应求解

简化后的结构具有对称性,可利用对称性进行求解,但求解前需要首先依据位移等效原则确定U肋弹簧支撑刚度和轮载集度的大小。本文将分别从结构基本体系、纵肋弹性支撑刚度和车轮荷载集度等效三个方面介绍U肋横向轮载效应求解的关键步骤。

连续的结构,而在横桥向是不连续的(图1(a)),正是这种横桥向的不连续性导致轮载效应的应力集中现象,因此在简化分析时必须准确模拟桥面板在横桥向构造的变化。在传力上,轮载影响范围内正交异性钢桥面板的长宽比($L/5l_1$)一般会超过2.0^[12],属于典型单向受力板,轮载主要沿着短边(横桥向)传递,因此可以将两个横隔板之间的桥面板在顺桥向投影,将其简化为弹性支撑的平面框架(图1(c)),框架截面为 $a \times t$, a 为车轮沿行车方向着地长度, t 为顶板或者U肋厚度,弹簧刚度用于描述轮载作用下桥面板在顺桥向不同位置处挠度的差异。

按照《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64-2015)中疲劳车辆模型III进行单个车轮荷载加载,文献[12]表明,U肋与桥面顶板连接部位的最大应力主要是由图1(c)所示的三种布载工况产生的,为更好地利用模型的对称性,可以根据布载情况将图1(c)所示的简化模型进一步简化为图2。

2.2.1 结构基本体系

限于篇幅,以工况2为例介绍基本结构的选取。工况2为对称结构上作用一个非对称的荷载,此时需要将荷载转化为图3所示的对称荷载和反对称荷载,然后分别进行计算,最后将这两种结果进行线性叠加。对于图3(b)所示的对称荷载计算工况,可以取半结构和基本结构并采用位移法进行

求解,对于图 3(c)所示的反对称荷载计算工况,可以取半结构和基本结构并采用力法进行求解。

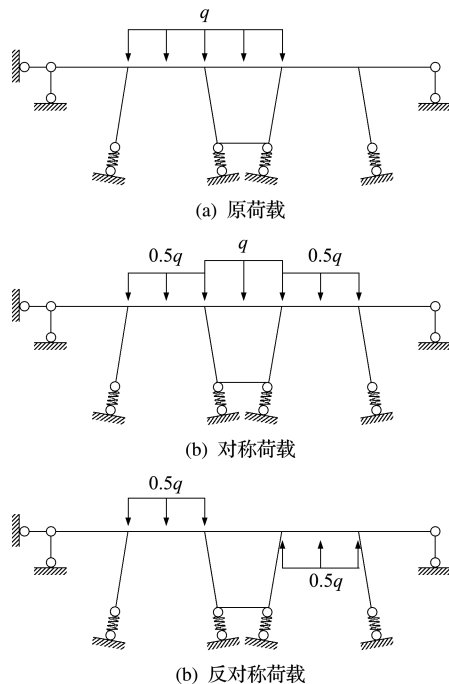


图 3 工况 2 计算荷载等效示意图

Fig. 3 Load equivalent calculation in working condition II

2.2.2 纵肋弹性支撑刚度的求解

为计算图 1(c)中 U 肋底部的弹性支撑刚度,将车轮荷载影响范围内正交异性板作为隔离体取出,并按图 4 所示的方式简化为梁格模型,U 肋等效为间距 l_1 、抗弯刚度为 $1/2EI_u$ 的纵梁,顶板等效为横梁。可以看出,图 1(c)中 U 肋底部弹性支撑的刚度反映了轮载在顺桥向不同位置处桥面板挠度的差异,因此可通过求解单位荷载作用下纵梁的挠度来计算弹簧的支撑刚度。

当车轮荷载作用于图 4 所示的位置处时,在纵梁上相对应的位置施加一个单位力,单位力在该处产生的挠度即为弹性支座的柔度系数,其倒数即弹簧刚度系数 K 为

$$K = 3LEI_u / (2L_1^2 L_2^2) \quad (1)$$

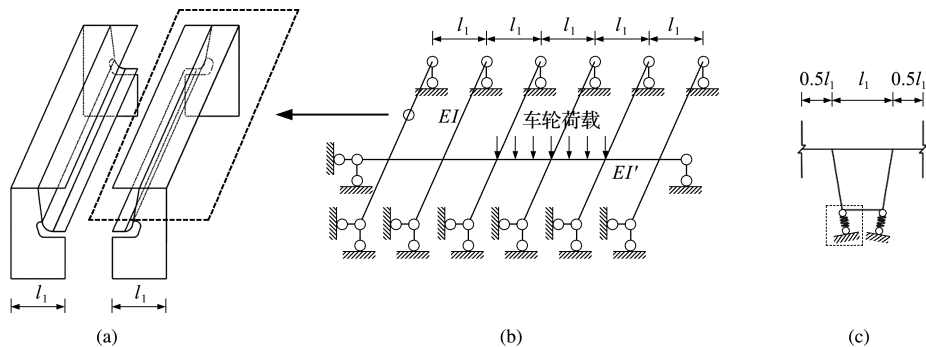


图 4 弹性刚度计算

Fig. 4 Elastic stiffness calculation diagram

式中 EI_u 为单根 U 肋的竖向刚度, L_1 和 L_2 分别为车轮荷载的中心到最近两横隔板的距离。

2.2.3 车轮荷载集度的等效

局部轮载在顺桥向和横桥向都是局部均布荷载,并非连续分布,而如图 1(c)所示的弹性支撑平面框架模型中的均布荷载意味着均布荷载 q 在顺桥向连续存在,显然与实际情况不符,因此,在求解之前必须进行荷载集度的等效处理。荷载集度等效计算的原则是同时保证桥面板内弯矩峰值和总量相等,但桥面板的正交异性特点致使其挠曲微分方程非常复杂,局部荷载下的挠曲位移函数也无从给出,这就导致不可能通过解析推导的方式获得等效荷载。

由有限元分析结果可知,轮载在桥面板中产生的横向应力随桥面板长宽比近似线性增大,这就意味着在弹性支撑的平面框架模型中,等效荷载集度必然需要随桥面板长宽比呈线性增大的趋势,结合荷载按刚度分配的基本原理,可以假定局部轮载在横桥向的传递比例正比于桥面板的长宽比,即长宽比越大,荷载沿横桥向传递和分配得越多,据该假定,轮载沿横向和纵向传递比可表示为

$$P_h / (P - P_h) = L / L_a \quad (2)$$

式中 P_h 为轮载沿横向桥传递的量值, P 为轮载总重, L_a 为轮载在横桥向的影响范围 ($4l_1 \sim 5l_1$), L 为轮载在顺桥向的影响范围 (横隔板间距)。在求得轮载在横桥向的传递分配比例后即可方便得到等效荷载集度 q 。假定横向传递的轮载 P_h 在车轮接触地面宽度 b 内均匀分布,则等效荷载集度 q 可表示为

$$q = P_h / b = P / [(1 + L_a / L)b] \quad (3)$$

文献[14,15]和有限元计算结果进一步证明,在工况 1 作用下,车轮荷载在横桥向影响范围不超过 1.2 m,即 $L_a = 4l_1$;在工况 2 和工况 3 作用下,影响正交异性板的顶板宽度为 $L_a = 5l_1$ 。

2.3 局部轮载的内力效应

限于篇幅,以工况2推导局部轮载作用下桥面板横向最不利位置处的最大弯矩,其余两种工况本

文直接给出公式。采用结构力学^[16]的位移法与力法相结合的方法进行推导,对称荷载作用下的位移法方程和反对称荷载作用下的力法方程分别为

$$\begin{pmatrix} 7i_1 & \frac{3i_1}{l_1} & 2i_1 & -\frac{6i_1}{l_1} & 0 \\ \frac{3i_1}{l_1} & \frac{15i_1}{l_1^2} + K\cos\theta & \frac{6i_1}{l_1} & -\frac{12i_1}{l_1^2} & 0 \\ 2i_1 & \frac{6i_1}{l_1} & 6i_1 + 4i_2 & -\frac{6i_1}{l_1} & 2i_2 \\ -\frac{6i_1}{l_1} & -\frac{12i_1}{l_1^2} & -\frac{6i_1}{l_1} & \frac{12i_1}{l_1^2} + K\cos\theta & 0 \\ 0 & 0 & 2i_2 & 0 & 4i_2 + 2i_3 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \\ x_4 \\ x_5 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{ql_1^2}{24} \\ \frac{ql_1}{4} \\ \frac{ql_1^2}{24} \\ \frac{3ql_1}{4} \\ 0 \end{pmatrix} \quad (4)$$

$$\begin{pmatrix} \frac{3l_1^3\cos^2\theta}{10EI_1} + \frac{1}{K} & \frac{l_1^3\cos^2\theta}{6EI_1} & \frac{l_1^3\cos\theta}{60EI_1} \\ \frac{l_1^3\cos^2\theta}{6EI_1} & \frac{2l_1^3\cos^2\theta}{15EI_1} + \frac{1}{K} & \frac{l_1^3\cos\theta}{30EI_1} \\ \frac{l_1^3\cos\theta}{60EI_1} & \frac{l_1^3\cos\theta}{30EI_1} & \frac{l_3^3}{24EI_3} + \frac{l_1^3}{24EI_1} + \frac{l_2^3l_2 + l_1^2l_2 + l_1l_2l_3}{12EI_2} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} x_6 \\ x_7 \\ x_8 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -\frac{80ql_1^4\cos\theta}{600EI_1} \\ -\frac{105ql_1^4\cos\theta}{1200EI_1} \\ -\frac{ql_1^4}{80EI_1} \end{pmatrix} \quad (5)$$

式中 i_1 为计算模型中顶板线刚度, i_2 为计算模型中 U 肋斜腹板线刚度, i_3 为计算模型中 U 肋底板线刚度, θ 为计算模型中斜腹杆倾角, $x_1, x_2, \dots, x_5$ 为结点位移; EI_1 为计算模型中顶板刚度, 即 $EI_1 = i_1 l_1$; EI_2 为计算模型中 U 肋斜腹板刚度, 即 $EI_2 = i_2 l_2$; EI_3 为计算模型中 U 肋底板刚度, 即 $EI_3 = i_3 l_3$, x_6, x_7 和 x_8 为多余约束力。

最后根据叠加原理即可求得正交异性钢桥面顶板内不同位置处的弯矩 M 为

$$M_{g2} = \frac{1}{600} q \left(27 - 117l_1 + 50l_1^2 - \frac{25l_1^2(468i_1 + 5Kl_1^2\cos\theta)}{234i_1 + 19Kl_1^2\cos\theta} - \frac{9l_1(5l_1 - 2)(960i_1 + 23Kl_1^2\cos^2\theta)}{390i_1 + 11Kl_1^2\cos^2\theta} - \frac{6l_1(5l_1 - 3)(630i_1 + 29Kl_1^2\cos^2\theta)}{390i_1 + 11Kl_1^2\cos^2\theta} + \frac{45i_2i_3l_1(5l_1 - 3)[K^2l_1^4\cos^2\theta - 8i_1(Kl_1^2 + 45i_1\sec^2\theta)]}{i_1K[i_2l_3^2 + 2i_3(l_1^2 + l_1l_3 + l_3^2)](390i_1 + 11Kl_1^2\cos^2\theta)} \right) \quad (7)$$

根据本文方法,直接给出工况1和工况3下顶板与U肋连接处最大弯矩,分别为

$$M_{g1} = \frac{3l_1^2q[-1440(EI_1)^2 - 172EI_1Kl_1^3\cos^2\theta + 31K^2l_1^6\cos^4\theta]}{64[36(EI_1)^2 + 234EI_1Kl_1^3\cos^2\theta + 19K^2l_1^6\cos^4\theta]} \quad (8)$$

$$M_{g3} = \frac{288E^2I_1^2[I_2l_1^3q + 3I_1l_2(4 - 5l_1^2q)]}{32[36E^2I_1^2(3I_2l_1 + 2I_1l_2) + 36EI_1Kl_1^3(12I_2l_1 + 13I_1l_2)\cos^2\theta + K^2l_1^6(21I_2l_1 + 38I_1l_2)\cos^4\theta]} + \frac{12EI_1Kl_1^3[96I_2l_1^3q + I_1l_2(1152 - 43l_1^2q)]\cos^2\theta + K^2l_1^6[672I_1l_2 + l_1^2(56I_2l_1 + 93I_1l_2)q]\cos^4\theta}{32[36E^2I_1^2(3I_2l_1 + 2I_1l_2) + 36EI_1Kl_1^3(12I_2l_1 + 13I_1l_2)\cos^2\theta + K^2l_1^6(21I_2l_1 + 38I_1l_2)\cos^4\theta]} \quad (9)$$

由式(7~9)可以看出,峰值弯矩 $M_{gi}(i=1,2,3)$ 的主要影响因素有桥面板厚度、U肋厚度、U肋高度、U肋腹板倾角和横隔板间距等。获得桥面板弯矩后,顶板上下表面轮载横向应力可利用式(10)方便给出,

$$\sigma_x = \pm(M_{gi}t_1)/(2I_1) \quad (10)$$

式中 t_1 为顶板厚度, I_1 为计算模型中与顶板相对应的杆件的惯性矩。

$$M = \bar{M}_1x_1 + \bar{M}_2x_2 + \bar{M}_3x_3 + \bar{M}_4x_4 + \bar{M}_5x_5 + M_{p1} + \bar{M}_6x_6 + \bar{M}_7x_7 + \bar{M}_8x_8 + M_{p2} \quad (6)$$

式中 $\bar{M}_1, \bar{M}_2, \dots, \bar{M}_8$ 分别为基本结构在 $x_i=1 (i=1,2,\dots,8)$ 的作用下产生的内力, $\bar{M}_{pi}(i=1,2)$ 为基本体系在荷载作用下产生的内力。

一般U肋与顶板交界位置处的顶板弯矩最大,将式(4,5)计算结果代入式(6)即可得到该处弯矩的显式表达式为

3 简化计算方法正确性验证

3.1 工程背景及有限元模型简介

宁夏中卫黄河异形钢拱桥是一座跨径布置为 100 m+130 m+40 m 的中承式拱梁组合体系桥,桥宽 41 m,桥面横坡为 1.5%,主梁为高度 4.5 m 的单箱三室钢箱梁,横隔板间距为 2.9 m,除两侧悬挑人行道顶板外,钢箱梁顶板、横隔板、底板、梁

腹板厚度均为 16 mm。箱梁底板加劲肋为厚度为 14 mm 的 T 肋,顶板加劲肋为厚度 8 mm 的 U 肋, U 肋开口宽度 300 mm,底板宽为 200 mm;肋高 300 mm, U 肋斜腹板倾角 9.5° ,横隔板加劲肋为厚度 16 mm 的钢板。

为计算钢箱梁顶板的局部轮载效应,以横桥向为 X 轴,顺桥向为 Z 轴,梁高方向为 Y 轴,使用有限元 ANSYS 的四节点壳单元 shell63 建立了一个含有 3 块横隔板的钢箱梁节段模型进行分析,箱梁中心线截面、两端截面位置处均施加对称约束。为保证 U 肋与顶板交接部位的计算精度^[17],顶板和 U 肋区域的网格尺寸设定为 5 mm,其他区域设定为 20 mm。

3.2 轮载横向效应解析解的正确性验证

为验证本文提出方法的正确性,采用《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64-20015)中疲劳车辆模型 III 进行加载,疲劳车辆 III 单个车轮荷载为 60 kN,接地面积 $0.2\text{ m} \times 0.6\text{ m}$,分别使用本文方法和 ANSYS 有限元软件计算了图 1(c) 三种布载工况下顺桥向不同位置处桥面板横向弯矩和横向应力,并以整体坐标系下的原点坐标为原点坐标位置。

将疲劳车轮荷载施加于 A 和 B 横隔板之间的桥面板跨中位置处,图 5 给出了使用本文方法和 ANSYS 有限元模型求解得到的三种加载模式下跨中位置处钢桥面板横向弯矩,可以看出,桥面板轮载弯矩沿横桥向变化剧烈,直接承受车轮荷载的 U 肋与顶板相交处的弯矩最大,这是顶板竖向刚度在 U 肋腹板处的突变造成的;相对而言,加载模式 II 产生的局部轮载效应最大,加载模式 I 次之,加载模式 III 最小;本文给出的解析解与有限元结果吻合良好,这表明本文方法能快速实现局部轮载作用下正交异性钢桥面板弯矩的准确计算。

为检验本文简化模型在横隔板处边界条件假定的正确性,按照加载模式 II 分别单独在 A 和 B 两横隔板之间(-3.35 m 处)、B 和 C 两横隔板之间(-6.25 m 处)施加一组车轮荷载,图 6 给出了两种工况的有限元计算结果与本文方法计算结果的对比,可以看出,无论是车轮加载于 -3.35 m 处还是一 -6.25 m 处,车轮在正交异性钢桥面板顶板上表面产生的横向应力(以下都是对比的正交异性钢桥面板顶板上表面的横向应力)完全一致,这表明局部轮载产生的横向力学效应在顺桥向仅能影响两个横隔板之间的桥面板,力学效应无法越过横隔板传递,也表明本文将横隔板之间的纵向 U 肋简化为简支梁的处理是合理的。本文解析解与有

限元解良好的吻合度也进一步证实了本文算法的正确性。还可以看出,在工况 2 的布载模式下,有限元计算结果在顶板与 U 肋交接位置附近呈 M 型,最大横向弯曲应力值出现在 U 肋板两侧顶板处,两侧值大小基本一致,说明 U 肋腹板在车轮荷载作用下承受的弯曲应力趋近于零;另外,与之对应的为顶板下表面横向弯曲应力,其大小与上表面横向弯曲应力相等,方向相反,换句话说,下表面横向弯曲应力为压应力,出现最大横向压应力的位置与焊缝位置一致,在非焊接结构不会产生疲劳破坏,但是文献[18]指出,正交异性钢桥面板的焊缝疲劳强度与施加的应力幅有关,施加的应力幅越大越易产生疲劳裂纹。因此,车轮荷载按照工况 2 通过正交异性钢桥面板时,产生最大应力幅的地方与焊缝位置一致,说明车轮荷载是顶板与 U 肋连接处焊缝产生疲劳裂纹的主要原因之一。

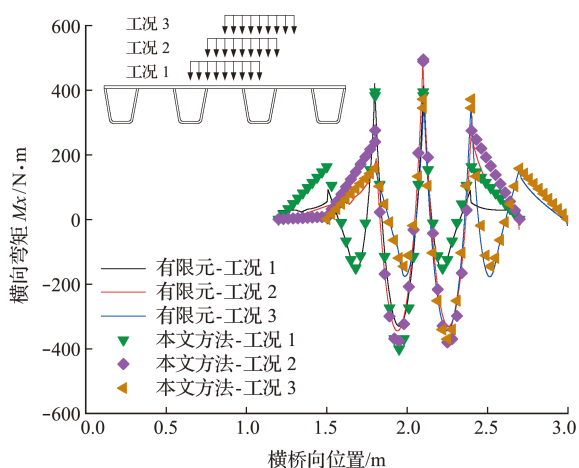


图 5 顶板轮载局部弯矩计算结果
Fig. 5 Calculation results of local transverse bending moment of roof

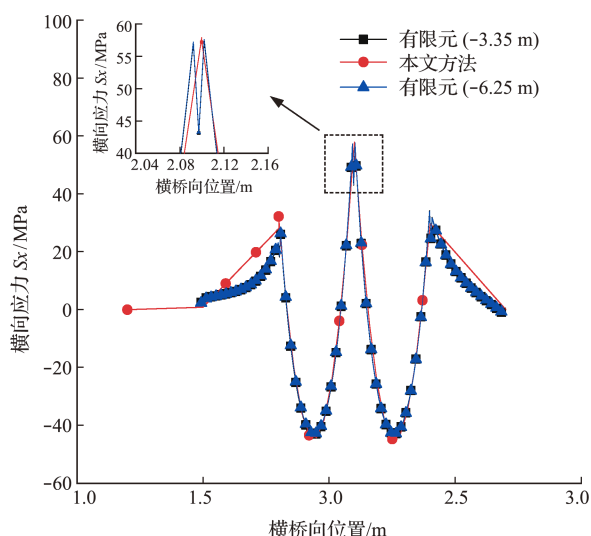


图 6 工况 2 横向应力对比
Fig. 6 Comparison chart of transverse stress in condition II

直接承受车轮荷载作用的顶板与 U 肋交接处的横向力学效应最大,也是设计中最关心的力学指标,为说明该处弯矩和应力的计算精度,表 1 给出了分别使用本文方法和有限元方法计算得到的三种加载模式下直接承受车轮荷载作用的顶板与 U 肋交接处的横向弯矩和应力。由表 1 可知,计算工况 1 时,两种计算方法的差距略大,误差约为 6.61%;计算工况 2 和工况 3 时,本文方法与有限元计算结果差别较小,差距都小于 5%,因此本文方法计算正交异性钢桥面板得到的横向内力能满足工程计算精度要求。

为考察简化模型中弹簧刚度 K 和等效荷载集

度 q 计算的正确性并讨论轮载沿顺桥向的加载位置对计算结果的影响,将车轮荷载分别施加于距横隔板 0.25 m 和 0.85 m 位置处,分别使用式(1,3)求解弹簧刚度 K 和等效均布荷载 q ,然后使用式(4~6,10)计算相应位置处的横向弯矩和应力。限于篇幅,图 7 仅给出了轮载横向力学效应最大的加载模式 II 下顶板横向应力的分布。可以看出,车轮加载位置沿顺桥向发生变化时,本文算法仍能准确计算结构的横向轮载效应,两种方法计算结果的吻合度非常高;相对而言,车轮荷载越靠近横隔板,车轮中心下顶板和 U 肋交接处横向拉应力越大,解析解与有限元计算结果之间的误差也逐渐增大。

表 1 顶板与 U 肋交接处最大横向弯矩和应力计算结果对比

Tab. 1 Comparison of calculation results of maximum transverse bending moment and stress at the junction of middle roof and U-rib

方法	横向弯矩 $M_x/\text{N}\cdot\text{m}$			横向应力 S_x/MPa		
	本文方法	有限元	误差/%	本文方法	有限元	误差/%
工况 1	393.80	419.845	6.61	46.148	48.259	4.37
工况 2	493.893	492.162	0.35	57.878	57.476	0.07
工况 3	370.26	351.691	5.02	43.389	41.216	5.00

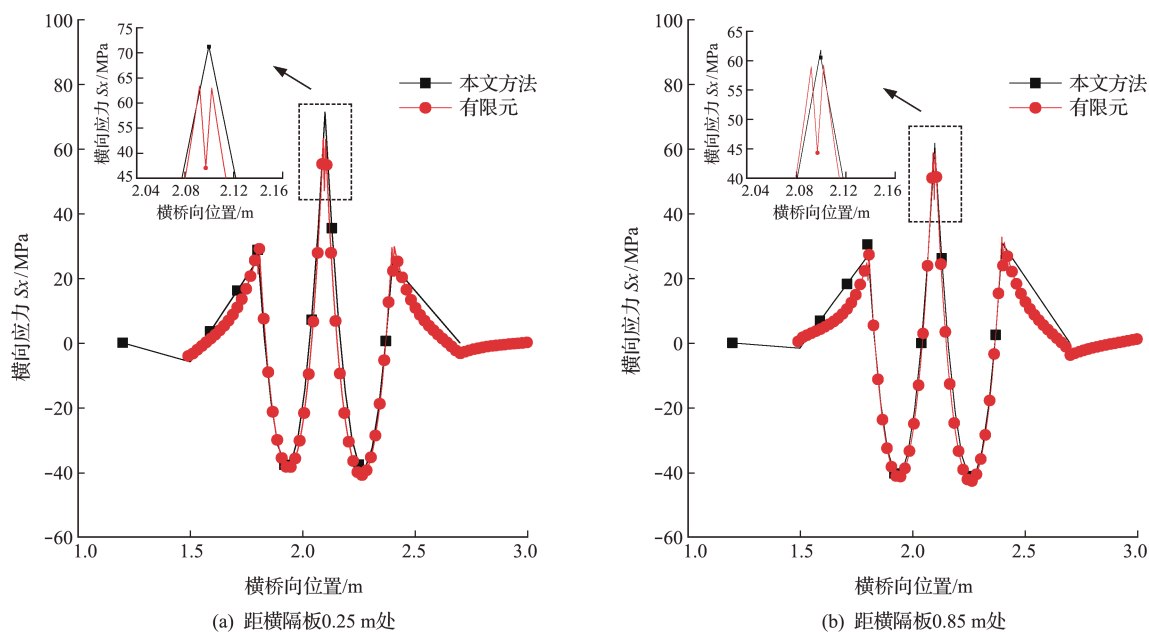


图 7 工况 2 作用下不同纵向位置处横向应力对比

Fig. 7 Transverse stress comparison diagram at different longitudinal positions under condition II

3.3 精度及其参数分析

为考察正交异性钢桥面板的关键构造参数对轮载横向应力峰值的影响,采用控制变量法,在分析某一因素对横向应力的影响时保持其他变量不变。参考《公路钢结构桥梁设计规范》(JTGD64-2015)给出的正交异性钢桥面板行车道部分顶板厚度不小于 14 mm、U 肋厚度不小于 8 mm 和闭口纵向加劲肋横隔板的间距不宜大于 4 m 的建议值。

本文设定 U 肋厚度范围取为 6 mm~14 mm,顶板厚度范围 14 mm~22 mm,横隔板间距的范围为 2.6 m~4.1 m;U 肋腹板倾斜度参考《正交异性钢桥面系统的设计和基本维护指南》中推荐的斜度限值 1/4.308,设定 U 肋斜度取值范围为 0~1/4,U 肋高度设定工程常用范围 260 mm~300 mm^[12]。

图 8 给出了 U 肋厚度、顶板厚度、横隔板间距、U 肋高度和 U 肋腹板倾角单独变化时顶板轮

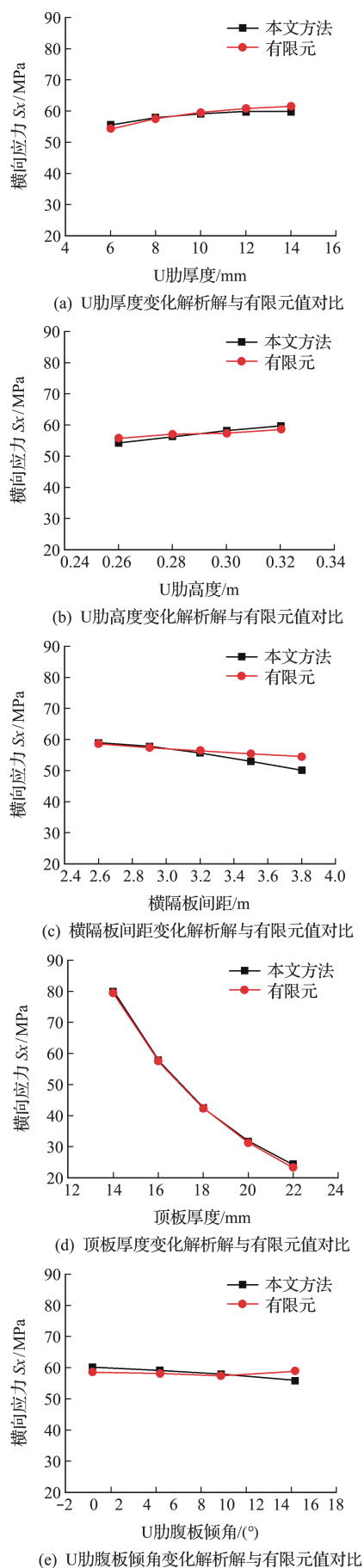


图8 横向应力计算精度的影响参数分析

Fig. 8 Transverse stress precision contrast diagram

载应力峰值的变化情况。显然本文解析解与有限元计算结果变化趋势一致,虽然解析解略大于有限元计算结果,但两者最大误差不超过8%,这进一步证实了本文算法的正确性;顶板与U肋交接位置处横向拉应力峰值随U肋厚度和高度增大近似线性增大,但随横隔板间距、顶板厚度和U肋腹板倾角的增大近似线性减小,因此适当增加顶板厚度和横隔板间距、减小U肋高度和厚度可以更好地减小顶板与U肋交接位置处横向拉应力;相对而言,顶板内横向拉应力受顶板厚度的影响最为显著,对腹板倾角和U肋腹板厚度的变化并不敏感。

4 结论

在系统分析正交异性钢桥面板局部轮载受力特征的基础之上,将两个横隔板之间的桥面板在顺桥向投影,简化为弹性支撑的平面框架,弹簧刚度用于描述轮载作用下桥面板在顺桥向不同位置处挠度的差异,建立了正交异性钢桥面板局部轮载横向弯曲应力的简化解析模型,提出了简化模型中车轮荷载的折减方法和桥面板与U肋相交位置处弯矩解析表达式,以某钢箱梁为例验证了本文方法的正确性,结论如下。

(1) 本文方法计算得到的桥面板横向应力略大于有限元计算得到横向应力,最大误差在10%以内,能快速准确地计算局部轮载作用下桥面板的横向力学效应,为正交异性钢桥面的初步设计提供了便捷的分析工具。

(2) 局部轮载在桥面板内产生的最大横向弯曲应力值出现在U肋腹板两侧的顶板处,且U肋腹板两侧的横向应力大致相等,而U肋腹板的弯曲应力趋近于零。顶板应力幅最大的位置恰好与顶板-U肋焊缝位置相同,因此该处是正交异性钢桥面板疲劳开裂的敏感部位。

(3) 正交异性钢桥面板顶板与U肋交接位置处横向拉应力峰值随U肋厚度和高度增大近似线性增大,但随横隔板间距、顶板厚度和U肋腹板倾角的增大近似线性减小。但顶板内横向拉应力受顶板厚度的影响最为显著,对U肋腹板倾角和腹板厚度的变化并不敏感。

参考文献(References):

- [1] 童乐为,沈祖炎. 正交异性钢桥面板疲劳验算[J]. 土木工程学报, 2000, 33(3): 16-21, 70. (TONG Le-wei, SHEN Zu-yan. Fatigue assessment of orthotropic

- steel bridge decks[J]. *China Civil Engineering Journal*, 2000, **33**(3):16-21, 70. (in Chinese))
- [2] 曾志斌. 正交异性钢桥面板典型疲劳裂纹分类及其原因分析[J]. 钢结构, 2011, **26**(2):9-15, 26. (ZENG Zhi-bin. Classification and reasons of typical fatigue cracks in orthotropic steel deck[J]. *Steel Construction*, 2011, **26**(2):9-15, 26. (in Chinese))
- [3] Homberg D I H, Weinmeister D I J. *Einflußflächen Für Kreuzwerke* [M]. Springer Berlin Heidelberg, 1956. (in German)
- [4] 项海帆. 高等桥梁结构理论(第二版)[M]. 北京:人民交通出版社, 2013. (XIANG Hai-fan. *Advanced Theory of Bridge Structures*(Second Edition)[M]. Beijing: China Communications Press, 2013. (in Chinese))
- [5] Pelikan W, Eßlinger M. *Die Stahlfahrbahn Berechnung und Konstruktion* [M]. Kieser, 1957. (in German))
- [6] 薛 璞. 钢箱梁正交异性钢桥面系应力计算理论研究[D]. 哈尔滨工业大学, 2017. (XUE Pu. Bridge Research on Stress Calculation Theories of Orthotropic Steel Bridge Deck System of Steel Box Girder [D]. Harbin Institute of Technology, 2017. (in Chinese))
- [7] 吴臻旺, 郑凯锋, 苟 超, 等. 公路悬索桥正交异性板钢箱梁桥面局部应力简化计算方法初步研究[J]. 钢结构, 2010, **25**(12):17-21. (WU Zhen-wang, ZHENG Kai-feng, GOU Chao, et al. Preliminary study on simplified calculation method of deck local stress in orthotropic steel box girder of highway suspension bridge [J]. *Steel Structure*, 2010, **25**(12):17-21. (in Chinese))
- [8] 吉伯海, 朱 伟, 傅中秋, 等. 正交异性钢桥面板 U 肋对接焊缝疲劳寿命评估[J]. 重庆交通大学学报(自然科学版), 2015, **34**(1):16-21. (JI Bo-hai, Zhu Wei, Fu Zhong-qiu, et al. Fatigue life evaluation of U-rib butt weld of the orthotropic steel bridge [J]. *Journal of Chongqing Jiaotong University (Natural Science)*, 2015, **34**(1):16-21. (in Chinese))
- [9] El Aghoury I, Galal K. A fatigue stress-life damage accumulation model for variable amplitude fatigue loading based on virtual target life[J]. *Engineering Structures*, 2013, **52**:621-628.
- [10] 邵旭东, 曲宛楠, 曹君辉, 等. 带大 U 肋的轻型组合桥面板基本力学性能[J]. 中国公路学报, 2018, **31**(8):94-103. (SHAO Xu-dong, QU Wan-tong, CAO Jun-hui, et al. Fundamental mechanical performance of lightweight composite bridge deck with large U-ribs [J]. *China Journal of Highway and Transport*, 2018, **31**(8):94-103. (in Chinese))
- [11] 赵 秋. 钢桥-钢结构与组合结构梁桥[M]. 北京:人民交通出版社股份有限公司, 2017. (ZHAO Qiu. *Steel Bridge-Steel Structure and Composite Bridge* [M]. Beijing: People's Communications Publishing House Co., LTD., 2017. (in Chinese))
- [12] 刘 源. 尺寸参数及截面形式对正交异性钢桥面板应力的影响性研究[D]. 兰州交通大学, 2018. (LIU Yuan. Research on the Influence of Size Parameter and Section Form on the Stress of Orthotropic Steel Deck Slab[D]. Lanzhou Jiaotong University, 2018. (in Chinese))
- [13] 姚 悦, 吉伯海, 傅中秋, 等. 车轮位置对钢桥面板 U 肋对接焊缝的影响范围分析[J]. 江苏科技大学学报(自然科学版), 2019, **33**(2):108-113. (YAO Yue, JI Bo-hai, FU Zhong-qiu, et al. Analysis on influence scope of wheel position on U-rib butt welds of the steel bridge deck [J]. *Journal of Jiangsu University of Science and Technology (Natural Science Edition)*, 2019, **33**(2):108-113. (in Chinese))
- [14] 王 杰. 港口公路桥梁正交异性钢桥面板疲劳荷载研究与疲劳寿命评估[D]. 重庆大学, 2017. (WANG Jie. Research on Fatigue Load Study and Fatigue Life Assessment of Orthotropic Steel Deck in Port Highway Bridge [D]. Chongqing University, 2017. (in Chinese))
- [15] 马文江. 正交异性板斜交钢箱梁受力性能及设计方法研究[D]. 石家庄铁道大学, 2019. (MA Wen-jiang. Study on Mechanical Behavior and Design Method Skewed Steel Box Girder with Orthotropic Plate[D]. Shijiazhuang Tiedao University, 2019. (in Chinese))
- [16] 龙驭球, 包世华, 匡文超. 结构力学(I)[M]. 北京:高等教育出版社, 2012. (LONG Yu-qiu, BAO Shi-hua, KUANG Wen-qi. *Structural Mechanics I* [M]. Beijing: Higher Education Press, 2012. (in Chinese))
- [17] Poutiainen I, Tanskanen P, Marquis G. Finite element methods for structural hot spot stress determination—a comparison of procedures [J]. *International Journal of Fatigue*, 2004, **26**(11):1147-1157.
- [18] 唐 亮, 黄李骥, 刘 高, 等. 正交异性钢桥面板顶板

贯穿型疲劳裂纹研究[J].公路交通科技,2012,29(2):59-66. (TANG Liang, HUANG Li-ji, LIU Gao, et al. Research on fatigue cracks through deck-plate in

orthotropic steel deck[J]. *Journal of Highway and Transportation Research and Development*, 2012, 29(2):59-66. (in Chinese))

Analytical method for transverse wheel load local effect of orthotropic steel bridge deck

GUO Zeng-wei*, XU Hua, HE Xuan-bo

(State Key Laboratory of Mountain Bridge and Tunnel Engineering,
Chongqing Jiaotong University, Chongqing 400074, China)

Abstract: Structural characteristics of an orthotropic steel bridge deck were analyzed to simplify the analytical model for an orthotropic deck under local wheel loads. The specific sphere orthotropic deck affected by wheel loads were simplified to an elastic-supported frame model, which was proposed to analyze the local mechanical effects of an orthotropic deck around the wheel load. After derivation of the elastic support stiffness and effective load density, an analytical solution for the transverse bending stress in the top plate of the orthotropic deck was presented. Subsequently, the sensitive factors affecting the bending stress in the orthotropic deck were discussed and identified. A box girder bridge was taken as an example to confirm the proposed theoretical solution of local stress under the wheel load. The analysis results show that the discrepancy between the transverse stress values calculated by this analytical method and the finite element method are no more than 10%, which indicates that this proposed method is accurate and can be applied in the preliminary design of an orthotropic steel bridge deck conveniently. It can also be found out that the transverse stress in the top plate near the web of U-ribs increases with the thickness and height of U-rib increasing, but decreases with the thickness of top-plate and the space between two adjacent diaphragms increasing. Besides, the tensile stress in the bridge deck is most significantly affected by the thickness of the roof, but is not sensitive to the changes of the web angle and thickness of the U-rib.

Key words: steel bridge; orthotropic deck; local wheel load; transverse stress; closed form solution

引用本文/Cite this paper:

郭增伟,徐 华,贺焯博.正交异性钢桥面板轮载横向效应的解析分析方法[J].计算力学学报,2022,39(4):479-487.

GUO Zeng-wei, XU Hua, HE Xuan-bo. Analytical method for transverse wheel load local effect of orthotropic steel bridge deck [J]. *Chinese Journal of Computational Mechanics*, 2022, 39(4): 479-487.