

钢桥面板顶板-U肋焊缝剪应力分布规律研究

潘一宁, 吉伯海, 袁周致远, 张子航

(河海大学 土木与交通学院, 江苏 南京 210024)

摘要:正交异性钢桥面板顶板-U肋焊缝疲劳裂纹受剪应力影响突出。为研究车辆荷载作用下顶板-U肋焊缝剪应力特点,建立了正交异性钢桥面板节段有限元模型,分析了正交异性钢桥面板在轮载作用下受力变形特征,探究了顶板-U肋焊缝剪应力随轮载移动的变化规律以及顶板-U肋变形对剪应力分量的影响。结果表明,顶板-U肋过焊孔处焊缝剪应力被轮载影响的范围为相邻2个舱室(约6 400 mm),且一轮位于横隔板上方时剪应力达到峰值。过焊孔处焊缝横桥向剪应力大于舱室中间位置,而舱室1/8跨、1/4跨纵桥向剪应力大于过焊孔处。通过施加单向等效位移荷载,发现顶板-U肋竖向整体下挠主要会引起焊缝纵桥向剪应力;焊缝横桥向剪应力主要由竖向整体下挠及U肋变形协同引起,且U肋局部变形不是引起纵桥向剪应力的主要原因。

关键词:桥梁工程;钢桥面板;顶板-U肋焊缝;受力特征;数值模拟

中图分类号:U448.3 **文献标志码:**A **文章编号:**2095-0373(2026)02-0001-07

0 引言

正交异性钢桥面板质量轻、强度高、施工便捷,广泛应用于中国各类钢桥,尤其在跨江跨海大桥中扮演着重要的角色^[1-2]。然而,随着中国交通流量的快速增加,钢桥面板在长期高负荷运营下,焊缝疲劳开裂问题日益突出^[3]。顶板-U肋焊缝疲劳裂纹萌生及开裂规律复杂,且焊缝内存在复杂的残余应力场以及可能的初始缺陷^[4-5],成为疲劳裂纹开展的主要区域,对钢桥的长期服役产生严重危害^[6]。

正交异性钢桥面板在实际车辆荷载作用下长期受到剪应力的影响。Fu et al^[7]对正交异性钢桥面板多轴疲劳状态进行了分析,发现在顶板-U肋的不对称细节中始终观察到剪应力。吉伯海等^[8]对正交异性钢桥面板顶板-U肋多轴疲劳效应进行了评估,研究表明横隔板处顶板-U肋焊缝受剪应力状态更为明显。田亮等^[9]对顶板-U肋焊缝焊接过程进行数值模拟,发现考虑残余应力后,顶板-U肋焊趾处裂纹为I型主导的I-II-III复合型裂纹。剪应力影响下的多轴应力状态会改变焊缝裂纹扩展模式并对疲劳寿命产生显著影响。鲁乃唯等^[10]提出考虑车辆轮迹横向分布随机性的钢桥面板顶板-U肋焊缝疲劳裂纹扩展分析方法,研究了轮迹横向分布离散度等对焊缝扩展路径的影响规律。Zhu et al^[11]对不同轮载特性下的钢桥面板顶板-U肋焊缝进行研究,发现不同轮载特性会激发显著不同的多轴应力和剪应力组合,导致裂纹形态和扩展路径发生变化。Yang et al^[12]对正交异性钢桥面板多轴疲劳状态进行了研究,发现考虑剪应力的牵引结构应力法是顶板-U肋焊缝疲劳性能评估的有效办法。尽管国内外在钢桥面板顶板-U肋焊缝疲劳方面开展了大量研究,但针对轮载作用下顶板-U肋焊缝剪应力分布研究仍较缺乏,剪应力与顶板-U肋变形之间的关系有待进一步讨论。

本文通过有限元建模分析,探究了顶板-U肋焊缝剪应力随轮载空间位置变化规律;通过施加等效位移荷载的方式,分析了钢桥顶板-U肋焊缝剪应力与结构变形之间的关系;阐明了影响焊缝剪应力的变形特征,为顶板-U肋焊缝剪应力研究以及多轴应力状态下的顶板-U肋焊缝疲劳研究提供一定的参考。

收稿日期:2026-04-02 责任编辑:车轩玉 DOI:10.13319/j.cnki.sjztdxxxbzrb.20260070

基金项目:国家自然科学基金面上项目(52378153)

作者简介:潘一宁(2002—),男,硕士研究生,研究方向为桥梁与隧道工程。E-mail:241304040003@hhu.edu.cn

潘一宁,吉伯海,袁周致远,等.钢桥面板顶板-U肋焊缝剪应力分布规律研究[J].石家庄铁道大学学报(自然科学版),2026,39(2):1-7.

1 有限元模型概况

选取国内某大桥的正交异性钢桥面板结构形式进行有限元建模分析。以图 1 所示坐标轴方向建立正交异性钢桥面板节段模型,并对 U 肋以及横隔板进行编号。模型纵桥向长 12 800 mm,横桥向宽 4 200 mm,包含 7 个纵向 U 形加劲肋和沿纵桥向方向 5 个横隔板,该节段模型简化了计算量,计算结果合理^[13]。其中相邻 2 个横隔板间距为 3 200 mm,横隔板高度为 1 000 mm,厚度为 8 mm。设置 48 mm 厚混凝土铺装层。钢桥面顶板厚度为 12 mm,纵向 U 形加劲肋腹板厚度为 6 mm,顶板 U 肋顶部间距为 300 mm,底部宽度为 172 mm,高度为 280 mm。

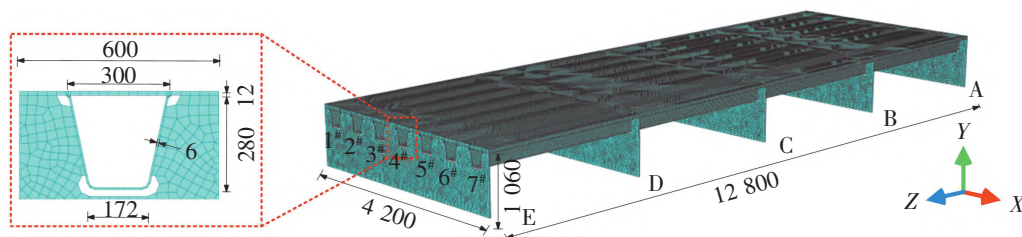


图 1 全桥模型尺寸(单位:mm)

基于上述参数,建立 Abaqus 有限元模型,模型结构钢选用 Q355qD,钢材弹性模量设置为 2.06×10^5 MPa,泊松比为 0.3;混凝土铺装层弹性模量为 1 000 MPa,泊松比取 0.3。对于板与板间焊缝,考虑到目前多数疲劳研究将焊接残余应力视为常数进行处理,且对外荷载作用下的应力幅值影响有限^[14-15],同时参考 Luo et al^[16]在研究钢桥面板焊缝时将焊缝材料进行了简化处理,因此将焊缝属性进行了简化,材料设置与母材保持一致。混凝土铺装层不考虑与钢桥面板的相对滑动,采用共节点的连接方式进行连接。网格单元采用 C3D8R 六面体单元进行模拟,根据赵秋等^[17]的研究,加载区网格尺寸 ≤ 50 mm 时,可获得比较精确的结果,因此设置全局网格尺寸为 30 mm。

在模型中,约束顶板边缘、U 肋两端部以及横隔板边缘纵桥向(Z 轴)、横桥向(X 轴)及竖向(Y 轴)平动自由度;约束横隔板底端 Z 轴、X 轴及 Y 轴转动自由度。由于车辆加载的位置距离上述约束条件较远,根据圣维南原理,上述边界条件对顶板 U 肋焊缝处影响较小。

模型中车辆轮载采用《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015)中疲劳荷载计算模型-Ⅲ进行加载,加载车辆为单轴荷载 120 kN 的四轴卡车,轮载横纵向间距如图 2(a)所示。

在纵桥向中,设置轮载从模型的一端以 200 mm/s 的速度向另一端移动,并每 200 mm 记录一次荷载工况,共计 64 个纵向荷载工况,记为 Z1~Z64。为了研究顶板-U 肋纵桥向焊缝剪应力特征,选取中间舱室横向中间 U 肋与顶板焊缝作为关注路径,记为 P1,如图 2(b)所示。

由于跨肋式、正肋式和肋间式轮载对顶板焊趾侧和 U 肋焊趾侧应力幅有显著影响^[18],设置不同的横桥向轮载工况,横桥向各个工况加载间距为 150 mm,考虑到钢桥的对称性,共布置 3 个荷载工况,记为 H1、H2、H3。其中,H1 工况轮载对称轴与 U 肋对称轴重合,H2 工况轮载中心位于 U 肋右侧顶板 U 肋焊缝细节正上方,H3 工况轮载中心位于相邻 2 条 U 肋的对称轴上。为尽可能减小边界条件对加载工况的影响,工况设置在 4[#] U 肋到 5[#] U 肋之间,如图 2(c)所示。

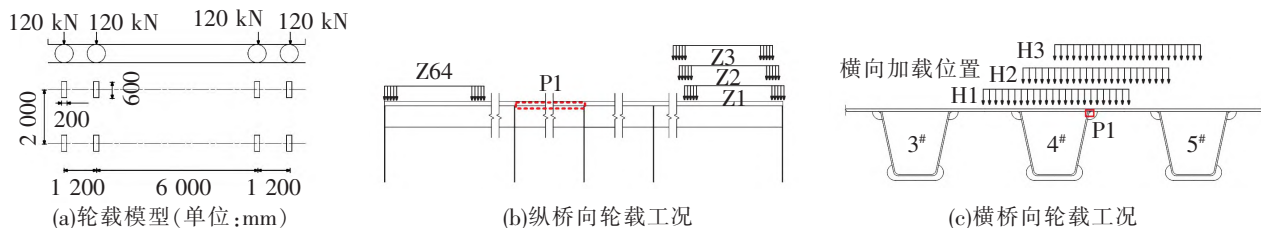


图 2 轮载模型与工况设置

模型建立后,提取顶板-U肋焊趾位置垂直焊缝方向的应力时程如图3所示,从图3中可以看到曲线2个峰值较为明显,峰值介于 $-20 \sim -15$ MPa之间,应力分布规律与 Gao et al^[19]在实桥监测的趋势较为一致,说明该模型适合用于进一步的研究。

2 变形特征及剪应力分布规律

2.1 变形特征

根据荷载的空间分布对桥面板变形进行分解,包括纵桥向变形以及横桥向变形。其中,顶板-U肋的纵向变形主要为整体的竖向向下挠,顶板的反力与挠度成正比。顶板-U肋的横桥向变形视为整体变形与局部变形叠加。整体变形将钢桥面板和U肋视为一个整体,当轮载作用于桥面板时,钢桥面板和顶板U肋发生整体性的下挠,产生横桥向的弯曲应力,如图4(a)所示。局部变形可将钢桥面板横桥向视为连续梁,U肋视为连续梁的弹性支撑,反映结构的局部变形细节,如图4(b)所示。



图4 顶板U肋横桥向变形示意图

为进一步研究车辆荷载下顶板-U肋变形规律,基于有限元模型,提取H1~H3工况下顶板-U肋的变形云图,见图5。轮载主要由正下方的顶板和U肋承担,3种横向工况的顶板竖向最大挠度相差不大,H3工况最大为 -1.62 mm,这是因为轮载中心作用于没有U肋的刚度薄弱区域。在轮载作用下,顶板整体产生下挠变形,与U肋连接的位置产生局部负弯矩。由于轮载的横桥向位置变化,H2工况下的U肋变形具有显著的非对称面内变形特征。对于设置的3种横向工况,仅会出现2种U肋变形特征:①当轮载位于U肋正上方时,U肋向外侧突出变形;②当轮载中心偏离U肋中心时,U肋腹板向轮载中心线弯曲。

2.2 剪应力分布规律

提取轮载横桥向位于U肋正上方时C横隔板过焊孔处焊缝剪应力分布,得到图6所示的剪应力在不同纵桥向轮载位置的变化曲线。从图6可以看出,随着轮载位置改变,焊缝处剪应力呈现出先增大后减小的趋势,并且轮载对焊缝剪应力影响集中在相邻横隔板之间。当一侧轮载位于C横隔板上方时,剪应力到达极值,且横桥向剪应力大于纵桥向剪应力。剪应力在达到峰值后有所波动,原因可能是横隔板提供了额外的刚度使顶板-U肋变形减小所导致。当轮载经过C横隔板前后,纵桥向剪应力大小相反,原因是当轮载位于横隔板前后对称位置时,焊缝会产生相反的变形。

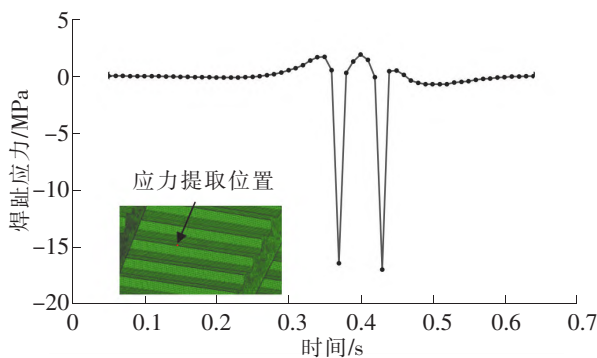


图3 焊趾应力时程

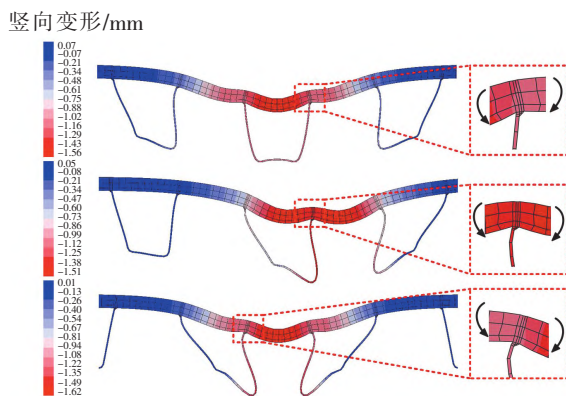


图5 不同横向工况顶板-U肋变形云图

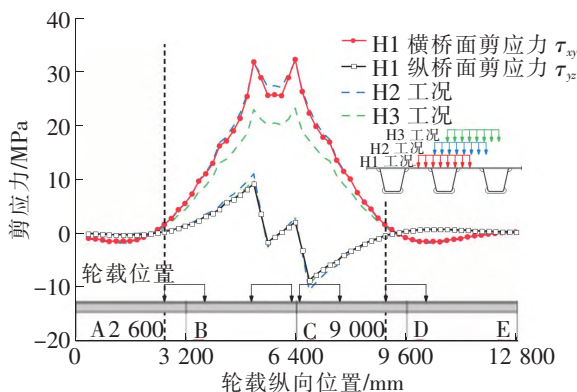


图6 H1工况过焊孔剪应力变化规律

由图 6 可以发现,对于轮载处于不同横向位置,过焊孔处焊缝剪应力随纵向轮载变化趋势大致相同,因此进一步提取典型位置下的剪应力幅值对比如图 7 所示。从图 7 可以发现,当轮载中心位于 U 肋正上方和焊缝正上方时,横桥向剪应力变化很小,而当轮载移动至两 U 肋中间位置时,横桥向剪应力明显降低。对于纵桥向剪应力,轮载横向位置变化的影响较小。总的来看,对比轮载横向位置,当轮载中心位于焊缝正上方时,横、纵桥向剪应力都处于三者中较大值。因此,在实际工程中,可以尽量避免将车道线布置在焊缝正上方以缓解焊缝剪应力。

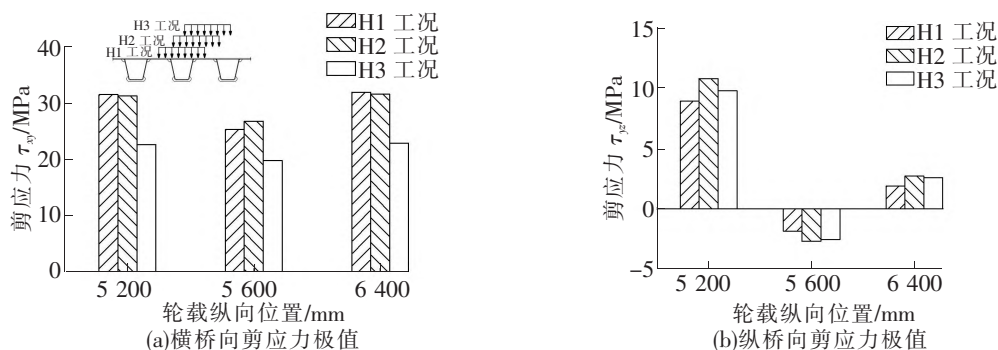


图 7 不同横向工况剪应力极值对比

为观察对于相邻横隔板之间不同纵向位置下的剪应力分布情况,提取轮载位于 U 肋正上方工况下 (H1 工况) B、C 两横隔板之间 1/2 跨、1/4 跨、1/8 跨典型位置处的横纵桥向剪应力如图 8 所示。对于横桥向剪应力,过焊孔处显著大于横隔板中间位置,并且中间位置处剪应力几乎为 0。不同位置处的纵桥向剪应力随轮载前进方向先后达到峰值,但剪应力变化趋势较为接近,并且纵桥向剪应力 τ_{yz} 稍大于 τ_{xz} 。相邻横隔板间不对称位置如 1/4 跨、1/8 跨,其纵桥向剪应力变化也呈现出了不对称的特点,并且 1/8 跨相比 1/4 跨更为突出,最大剪应力达到约 -16 MPa。

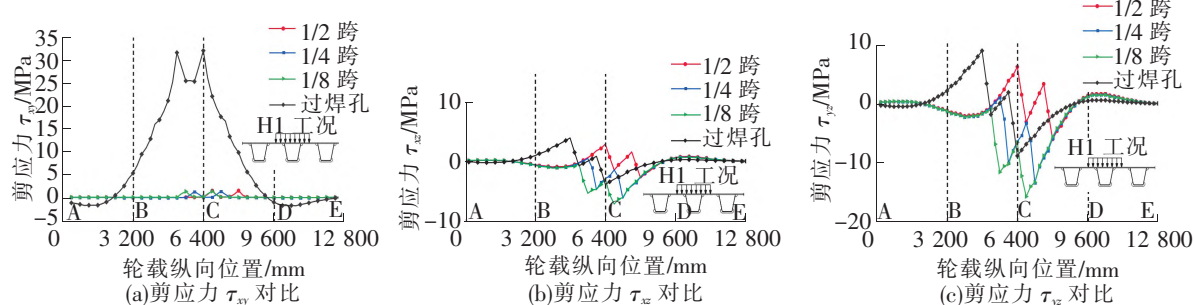


图 8 不同横向工况下不同位置剪应力对比

3 局部变形对剪应力分量的影响

3.1 顶板局部纵向变形

为了研究局部变形对焊缝剪应力的影响,在有限元模型中,对关注处焊缝施加单一位移以模拟轮载下顶板 U 肋的纵向变形。由于轮载位于纵桥向不同工况时,顶板 U 肋的纵向变形会随之改变,因此选取当前后 2 轮中线位于 B、C 横隔板对称轴下的典型位置 (Z37 工况) 进行等效位移荷载的施加。此工况下,轮载直接作用舱室的顶板产生竖向向下挠变形,两侧舱室产生上挠变形,因此纵桥向位移荷载施加范围应扩大至前后 2 个舱室,如图 9(a) 所示。为防止位移荷载横桥向边界落在焊缝处导致对路径 P1 应力产生影响,将位移荷载横桥向施加的范围与轮载保持一致,如图 9(b) 所示。

提取前后 2 轮中心位于 B、C 横隔板对

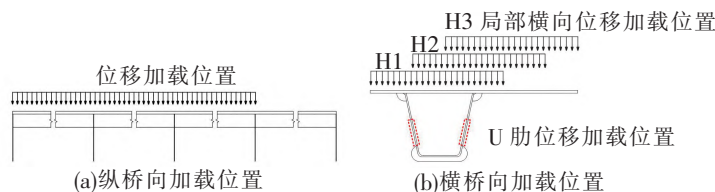


图 9 纵向等效位移荷载纵桥向施加位置

称轴位置工况下焊缝处上方顶板处沿纵向路径的竖向位移,并编入 Abaqus 中 DISP 子程序。对于不同的横桥向工况 H1、H2,通过采用不同的竖向位移与之一一对应。位移模拟时只对轮载范围内施加,不施加其他细节处位移,不施加额外荷载,模型边界条件保持不变,模型的其他变形由变形协调所致。

施加等效位移荷载后,提取施加位移变形后与轮载工况纵桥向剪应力差值,并汇总不同轮载横向工况,如图 10 所示。从图 10 可以看出,纵向位移变形与车轮荷载引起的纵桥向剪应力差值在 -5 MPa 到 5 MPa 之间,且轮载中间位置的剪应力差值相对较小,同时剪应力差值 τ_{yz} 小于 τ_{xz} 。可以说明顶板-U肋纵向局部变形是引起纵桥向剪应力的主要原因之一。当轮载处于焊缝正上方时,位移变形模拟的效果略优于其他 2 个横向工况,但总体来看,不同横向轮载工况对剪应力差值影响不大。轮载纵向位置之间的剪应力差值相对轮载两端较小,并且剪应力差值 τ_{yz} 小于 τ_{xz} 。

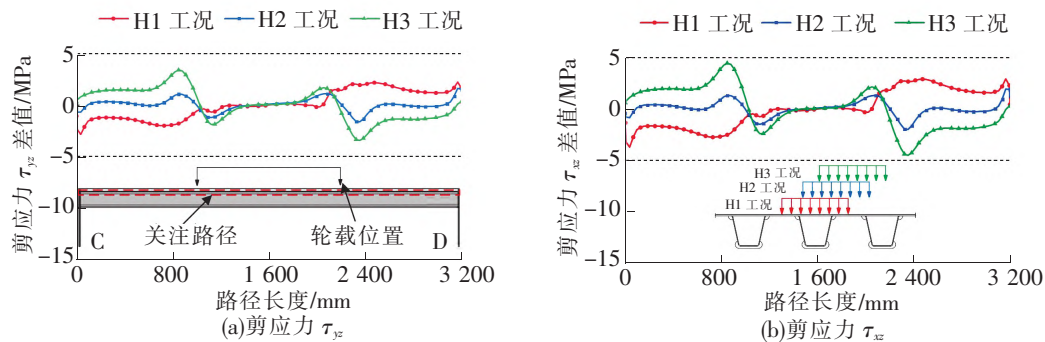


图 10 不同横桥向工况路径 P1 剪应力

3.2 顶板局部横向变形

与纵桥向竖向位移相似,在有限元模型中,对对应细节处施加位移以模拟顶板与 U 肋的局部变形。对于局部横向变形,为了尽可能减少纵桥向竖向挠曲对应力的影响,选取横隔板上方处焊缝应力情况进行分析,即 Z31 工况。此时前轮位于 B、C 横隔板中间,后轮位于横隔板正上方。由于只考虑横桥向局部变形特征,故位移荷载施加范围为轮载大小。其余条件与 3.1 相同,如图 11 所示。

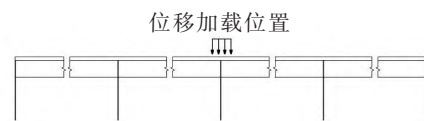


图 11 局部横向位移荷载施加位置

提取以过焊孔为中心,两侧延伸约 200 mm 的横桥向剪应力,并绘制如图 12 所示的车轮荷载与局部横向变形引起的不同位置下的剪应力差值曲线。从图 12 可以发现,轮载不同横向位置下的剪应力差值曲线整体趋势接近且幅值较小,一定程度上说明局部横桥向变形对过焊孔附近焊缝剪应力影响较大。同时剪应力差值在过焊孔处差值相对较大,说明该位置剪应力还受到其他变形的影响。

3.3 U 肋变形

对于 U 肋变形,选取与 3.1 一致的横向轮载工况,在图 9(b)中 U 肋位移加载位置施加等效位移以模拟 U 肋变形,提取关注路径的焊缝横桥向剪应力分布如图 13 所示。如图 13(a)所示,仅对 U 肋腹板施加变形后,引起了一定的横桥向剪应力,但整体幅值相差较大,且剪应力分布规律与轮载作用下曲线趋势差异明显,集中体现在两轮载的局部横桥向剪应力效应并不明显。由于 U 肋变形是由顶板纵向下挠变形引起的协调变形,现考虑顶板纵桥向位移剪应力分布情况,提取出的横桥向剪应力如图 13(b)所示。从图 13(b)可以看出,尽管 H2 工况下车轮荷载与位移模拟的结果相差较大,但总体而言,考虑顶板纵向下挠变形后的剪应力分布与轮载作用下的更为接近,且轮载局部效应也更加明显,因此说明横桥向剪应力 τ_{xy} 主要是由沿焊缝方向竖向位移和 U 肋协调变形共同引起。

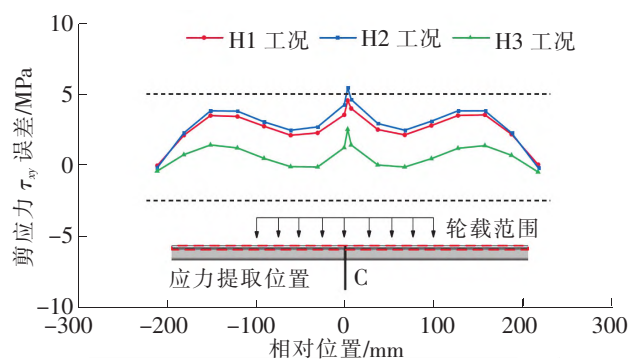
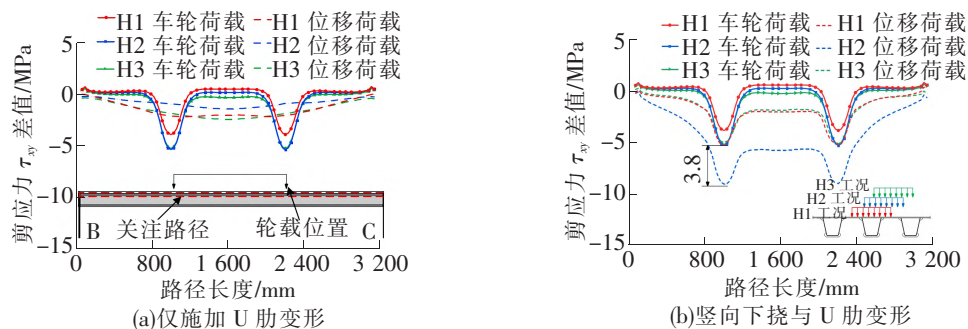


图 12 不同横桥向工况沿焊缝纵桥向剪应力 τ_{xy}

图 13 焊缝路径剪应力 τ_{xy}

绘制出仅施加 U 肋局部变形下的纵桥向剪应力最大值,并与轮载下的纵桥向剪应力进行对比,如图 14 所示。从图 14 可以看出,无论轮载处于哪种横向工况,U 肋变形引起的纵桥向剪应力均约为 0,可以说明 U 肋变形几乎不会引起纵桥向剪应力。

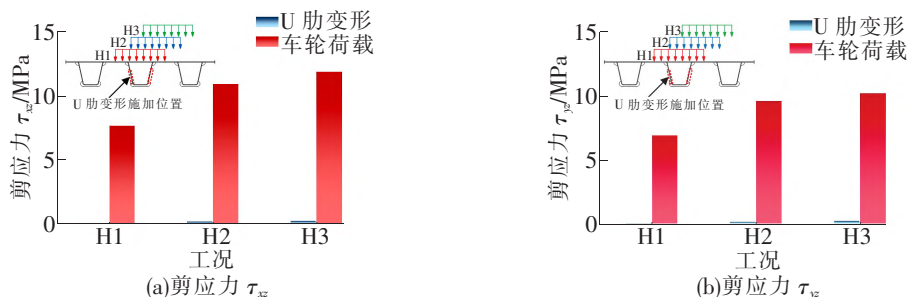


图 14 不同横向工况沿焊缝纵桥向剪应力幅值

4 结论

(1) 轮载作用下的钢桥顶板 U 肋变形分为纵桥向变形与横桥向变形,纵桥向变形主要为轮载所在舱室竖向下挠变形,相邻舱室上凸变形;横桥向变形为整体变形与局部变形的叠加,其中整体变形为顶板 U 肋的整体下挠,局部变形包括顶板 U 肋的局部弯曲。

(2) 随着轮载前进,过焊孔处焊缝受到轮载影响范围大致为相邻 2 个舱室,且当一轮位于横隔板上方时,纵桥向焊缝剪应力达到极值。对于横桥向剪应力 τ_{xy} ,横隔板位置处大于舱室中间位置;对于纵桥向剪应力 τ_{xz} 、 τ_{yz} ,1/8 跨和 1/4 跨由于位置的不对称性,产生的剪应力大于 1/2 跨与过焊孔处。

(3) 通过对比等效位移与车轮荷载作用下剪应力效应发现,纵桥向整体变形会主要引起纵桥向剪应力 τ_{yz} 、 τ_{xz} ,且单独的 U 肋变形不会引起纵桥向剪应力。U 肋变形与竖向下挠变形共同作用是产生横桥向剪应力 τ_{xy} 的主要原因,且横桥向局部变形对横过焊孔附近剪应力有一定影响。

参 考 文 献

- [1]袁周致远,吉伯海,夏良辰. 钢桥面板顶板-U 肋焊缝疲劳失效研究综述[J]. 交通科学与工程, 2025, 41(2): 11-19.
- [2]张清华,卜一之,李乔. 正交异性钢桥面板疲劳问题的研究进展[J]. 中国公路学报, 2017, 30(3): 14-30.
- [3]田亮,邢守航,赵健,等. 明珠湾大桥钢桥面板易损焊接节点疲劳寿命预测[J]. 石家庄铁道大学学报(自然科学版), 2024, 37(2): 14-21.
- [4]Zheng Hao, Jie Zhiyu, Zhang Leixin, et al. Fatigue crack growth and life assessment of full penetration U-rib welded joints considering residual stresses[J]. Thin-Walled Structures, 2024, 195: 111426.
- [5]崔闯,郑秋松,袁晓鹏,等. 钢桥复杂构造疲劳裂纹跨尺度扩展与寿命预测[J]. 东南大学学报(自然科学版), 2024, 54(3): 578-585.
- [6]鲁乃唯,崔健,王鸿浩,等. 钢桥面板焊缝多疲劳裂纹交互融合特性研究[J]. 工程力学, 2025, 42(6): 164-173.
- [7]Fu Zhongqiu, Wang Yixun, Ji Bohai, et al. Effects of multiaxial fatigue on typical details of orthotropic steel bridge deck [J]. Thin-Walled Structures, 2019, 135: 137-146.

- [8]吉伯海,蒋斐,王益逊,等. 钢桥面板顶板-U肋焊缝多轴疲劳效应评估[J]. 郑州大学学报(工学版),2020,41(1):25-31.
- [9]田亮,徐正,赵健,等. 钢桥面板典型焊接构造细节疲劳裂纹扩展数值模拟[J]. 焊接学报,2025,46(9):64-74.
- [10]鲁乃唯,刘静,王凯,等. 随机轮载下钢桥面板与纵肋焊缝疲劳裂纹扩展特性研究[J]. 振动与冲击,2024,43(1):193-201.
- [11]Zhu Yiyao, Deng Caiyan, Gong Baoming, et al. Fatigue failure modes of rib-to-deck joints under the multiaxial stress states caused by various wheel loading characteristics[J]. Fatigue & Fracture of Engineering Materials & Structures, 2022, 46(1): 111-124.
- [12]Yang Haibo, Wang Ping, Qian Hongliang. Fatigue behavior of typical details of orthotropic steel bridges in multiaxial stress states using traction structural stress[J]. International Journal of Fatigue, 2020, 141(15): 105862.
- [13]Fu Zhongqiu, Ji Bohai, Ye Zhi, et al. Fatigue evaluation of cable-stayed bridge steel deck based on predicted traffic flow growth[J]. KSCE Journal of Civil Engineering, 2017, 21(4): 1-10.
- [14]Zhong Wen, Song Yongsheng, Ding Youliang, et al. A simplified method for fatigue life evaluation of welded joints in OSD considering welding residual stress relaxation[J]. Structures, 2023, 47: 165-76.
- [15]何志刚,蔺鹏臻,刘应龙. 考虑焊接残余应力的钢桥面板 U肋焊接处局部应力分析[J]. 工程科学与技术,2020,52(4):132-140.
- [16]Luo Pengjun, Zhang Qinghua, Bao Yi, et al. Fatigue performance of welded joint between thickened-edge U-rib and deck in orthotropic steel deck[J]. Engineering Structures, 2019, 181: 699-710.
- [17]赵秋,陈孔生. 钢桥面板 U肋-顶板连接焊缝疲劳细节分析方法[J]. 沈阳建筑大学学报(自然科学版),2018,34(1):53-65.
- [18]祝志文,李健朋,汤琴. 轮载作用下正交异性钢桥面板构造细节受力特征及机理研究[J]. 工程力学,2023,40(3):163-174.
- [19]Gao Yuqiang, Fu Zhongqiu, Ji Bohai, et al. The influence mechanism of structural characteristics on the fatigue crack-ing mode at the rib-to-deck welded joint[J]. Engineering Structures, 2025, 345: 121376.

Study on Shear Stress Distribution Law of U-rib-to-deck Weld in Steel Bridge Deck

PAN Yining, JI Bohai, YUAN Zhouzhiyuan, ZHANG Zihang

(College of Civil and Transportation Engineering, Hohai University, Nanjing 210024, China)

Abstract: The fatigue crack of the U-rib-to-deck weld of the orthotropic steel bridge deck is significantly affected by the shear stress. To investigate the shear stress characteristics of these welds under vehicle loads, a segmental finite element model of an orthotropic steel deck was established. The stress and deformation characteristics of the orthotropic steel bridge deck under wheel load were analyzed. The variation law of the shear stress of the U-rib-to-deck weld with the movement of the wheel load and the influence of the U-rib-to-deck deformation on the shear stress component were explored. The results show that the shear stress of the weld at the access hole of the U-rib-to-deck is affected by the wheel load in two adjacent cabins (about 6 400 mm) and the shear stress reaches the peak when one wheel is located above the cabin. The transverse shear stress of the weld at the access hole is greater than that in the middle of the cabin, while the longitudinal shear stress of the 1/8 span and 1/4 span of the cabin is greater than that at the access hole. By applying unidirectional equivalent displacement load, it is found that the longitudinal shear stress of the weld is mainly caused by the vertical overall deflection. The transverse shear stress of the weld is mainly caused by the vertical overall deflection and the deformation of the U-rib, and the local deformation of the U-rib is not the primary cause of the longitudinal shear stress.

Key words: bridge engineering; steel bridge deck; U-rib-to-deck weld; stress characteristic; numerical simulation