第 53 卷第 2 期
2025 年 2 月

同济大学学报(自然科学版)
JOURNAL OF TONGJI UNIVERSITY(NATURAL SCIENCE)

Vol. 53 No. 2
Feb. 2025

文章编号：0253-374X(2025)02-0167-10　　**DOI**：10. 11908/j. issn. 0253-374x. 23212

正交异性钢桥面板带裂纹工作性能

王本劲[1]，贾耀翔[1]，王达磊[2,3]，姜一凡[4]，陈艾荣[2]

(1. 同济大学 航空航天与力学学院，上海 200092；2. 同济大学 土木工程学院，上海 200092；
3. 同济大学 工程结构性能演化与控制教育部重点实验室，上海 200092；4. 中交公路规划设计院有限公司，北京 100032)

摘要：给出了典型轮载作用下带裂纹正交异性钢桥面板及铺装层的响应、疲劳寿命等相较于无裂纹工况的变化，发现裂纹未完全贯通顶板时对结构局部刚度影响较小，仅当完全贯通裂纹尺寸达一定程度时才导致结构竖向位移显著增大。然而，即使顶板未被贯通，裂纹仍将引发铺装层底部应变集中，导致其寿命明显降低。基于铺装层应变-寿命关系，估计当裂纹深度达顶板厚度的1/2、3/4时，可使得铺装层寿命分别降低约15%、35%。

关键词：桥梁工程；正交异性钢桥面板；数值模拟；疲劳损伤；裂纹行为

中图分类号：U441. 4　　**文献标志码**：A

Performance of Orthotropic Steel Deck with Embedded Fatigue Cracks

WANG Benjin[1], *JIA Yaoxiang*[1], *WANG Dalei*[2,3], *JIANG Yifan*[4], *CHEN Airong*[2]

(1. School of Aerospace Engineering and Applied Mechanics, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 3. Key Laboratory of Performance Evolution and Control for Engineer Structures of the Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China; 4. CCCC Highway Consultants Co., Ltd., Beijing 100032, China)

Abstract: By embedding these cracks on the model, the effects on the structural responses and fatigue life of the cracked orthotropic steel deck (OSD) and the pavement are presented with comparison to the crack-free condition. The results show that a penetrating crack can hardly affect the local stiffness before it completely penetrates thorough the deck plate and grows to a considerable length. However, the penetrating crack will always be a problem as it may lead to the strain concentration at the bottom of the pavement, resulting in a significant reduction of its fatigue life. Based on the strain-life relationship of the pavement, it is estimated that when the depth of the cracks reaches 1/2 and 3/4 of the deck plate thickness, the pavement fatigue life can be reduced by about 15% and 35%, respectively.

Keywords: bridge engineering; orthotropic steel deck (OSD); numerical simulation; fatigue damage; crack behavior

正交异性钢桥面板由顶板与大量纵向加劲肋及横隔板焊接而成，因其轻质高强的结构特征在大量桥梁中得到应用，尤其是大跨径桥梁钢梁的桥面板结构。然而，在大量车流荷载作用下，正交异性钢桥面板的焊缝及附近区域极易产生疲劳问题。现有研究主要关注的易疲劳细节包括顶板-U肋焊缝、U肋对接处、嵌补段焊缝、横隔板-U肋焊缝，以及开孔处等[1-2]。不过，从结构整体性的角度来看，正交异性钢桥面板的部分焊接细节处出现裂纹不会明显影响其安全性。一项针对Bronx-Whitestone桥的长期研究[3]表明，正交异性钢桥面板结构疲劳开裂后仍有足够的安全冗余度，结构可能长期处于带裂纹工作状态。

实际工程中正交异性钢桥面板常处于带裂纹工作状态，其引发的上部防水黏结层和铺装层损伤甚至破坏等次生病害不可忽视[4]。如荷兰的Van Brienenoord二桥[5]及我国虎门大桥，均在投入使用数年后，在其顶板-U肋焊缝位置出现穿透型疲劳裂纹，数次的修复工作，极大地增加了全寿命周期成本。其中，Van Brienenoord二桥的正交异性钢桥面

收稿日期：2023-06-29
基金项目：国家自然科学基金(51908423，51978514)；上海市自然科学基金(21ZR1467500)
第一作者：王本劲，讲师，工学博士，主要研究方向为桥梁结构疲劳损伤与性能评价。
E-mail：Benjin. Wang@tongji. edu. cn
通信作者：王达磊，教授，博士生导师，工学博士，主要研究方向为桥梁结构疲劳，桥梁性态智能识别与评价标准化。
E-mail：wangdalei@tongji. edu. cn

论文拓展介绍

板的两条穿透型疲劳裂纹出现在两相邻的顶板-U肋焊缝,导致其附近的环氧沥青铺装层破坏。而虎门大桥在整体移除一车道的铺装层后,同样发现两相邻的顶板-U肋焊缝存在穿透型疲劳裂纹。可见,在多类疲劳裂纹中,又以发生于顶板-U肋焊缝处的穿透顶板裂纹最为不利,因检测难度较高,往往难以及时发现和维护。

大量围绕顶板-U肋焊缝开展的疲劳试验发现,穿透型裂纹可能在焊趾和焊根处形成,另外还存在由焊根起始横向穿过焊喉的裂纹,以及由U肋侧焊趾起始穿透U肋的裂纹等[6-9]。已有研究通过疲劳试验及断面分析,提出焊趾处疲劳裂纹的形成源于热影响区粗晶区的沿晶断裂,而焊根处疲劳裂纹还受到不同程度的未焊透缺陷,以及可能的夹渣等缺陷影响[10-11]。其复杂性还表现在部分试验中100%焊透率试样的疲劳强度甚至会低于80%焊透率试样的疲劳强度[12]。此外,焊缝处几何构型的改善可降低疲劳易损部位的局部应力集中,如采用镦边U肋或利用焊接机器人进行双面焊接等,但由于焊接过程的变化,其等效应力幅亦可能更高[13-14]。

由此可见,对于正交异性钢桥面板顶板-U肋焊缝,其纵向尺度较大使得在各类随机焊接缺陷及随机车流荷载作用下有一定概率出现向顶板板厚方向扩展的疲劳裂纹[15],需对其带裂纹工作性能进行评估,避免出现裂纹完全贯通顶板的情况。对此,基于断裂力学及损伤力学的方法相较于经典焊接疲劳的应力-寿命关系框架,可有效反映结构疲劳开裂的行为过程[16-18]。本文的研究即考虑此类疲劳裂纹的行为及影响,开展带裂纹的正交异性钢桥面板性能分析。基于疲劳试验及断面分析,确定正交异性钢桥面板顶板板厚裂纹的形态及行为特征,由此建立带裂纹的正交异性钢桥面板模型。考虑不同程度的疲劳裂纹影响,对正交异性钢桥面板应变及刚度等响应开展对比分析。建立带裂纹的正交异性钢桥面板-铺装层结构体系有限元模型,考虑铺装层的疲劳损伤受不同裂纹条件影响,对比分析其应力应变场并估计其疲劳寿命,为结构全寿命周期性能评价及管养决策提供支撑。

1 顶板-U肋焊缝疲劳裂纹

针对顶板-U肋焊缝的疲劳问题已开展了大量试验研究,并根据试验结果给出了4类典型裂纹,如图1所示。其中,3类和4类分别为穿透U肋腹板和焊喉的疲劳裂纹,未对顶板造成直接损伤,其影响小于1类、2类裂纹。并且,通过改善焊接工艺及提高焊透率等措施,近期建造的正交异性钢桥面板已被证明较少出现这两类裂纹。

对于1类、2类裂纹,即起源于焊趾/焊根并向顶板方向扩展的裂纹,作者[10-11]采用不同边界条件的试验设计并以基于Beach marking方法的疲劳荷载序列加载,重现了其疲劳开裂过程。针对1类裂纹的试验,共对11个试件进行了疲劳加载,其中一个试件采用应力比为$-\infty$加载而未出现疲劳开裂,其余10个试件均由于焊趾裂纹失效(图1);后文将其编号为TC-1至TC-10。而针对2类裂纹,共对4个试件进行了疲劳试验,且均由于焊根裂纹失效(图2);后文将其编号为RC-1至RC-4。两组试验结果见表1,其中N为基础疲劳荷载循环数,即不考虑Beach marking荷载循环下的寿命;$\Delta\sigma_{hs}$为热点应力幅;R为应力比。

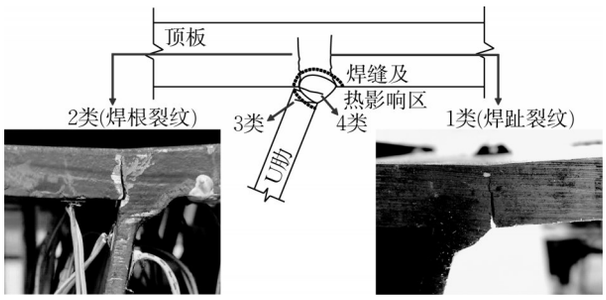
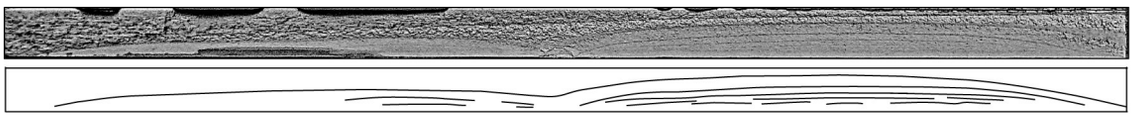


图1 正交异性钢桥面板顶板-U肋焊缝裂纹[10-11]

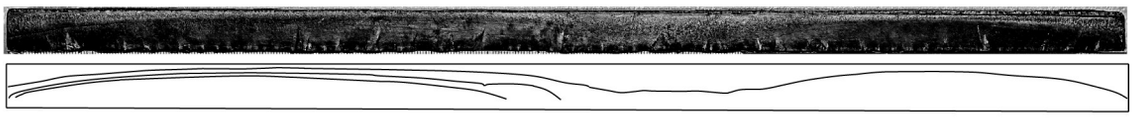
Fig. 1 Crack on rib-to-deck welded joints of OSD[10-11]

由于试验采用了基于Beach marking方法的荷载序列,故试件失效后可在断面上直接观察到裂纹扩展轨迹。典型的起源于顶板-U肋焊缝处焊趾/焊根的顶板板厚疲劳裂纹扩展轨迹如图2所示。由图2可以看出,无论焊趾裂纹还是焊根裂纹,其形状均接近于半椭圆形。而基于试验设计的加载位置,往往形成两条主裂纹,但裂纹源区的纵向位置存在一定的不确定性。两组试验中试件的失效即由于主裂纹扩展,一侧在试件中间位置合并,另一侧达到试件端部,最后加速往顶板方向扩展,使其丧失承载能力。

考虑到裂纹形成及早期扩展的寿命为试件疲劳寿命的主要部分,故上述针对顶板-U肋焊缝局部区域疲劳试件试验可基本反映实桥的疲劳裂纹贯通顶板之前的行为。因此,基于上述试验结果所得的等效顶板板厚裂纹形态及特征,可建立带裂纹的正交异性钢桥面板模型,对其服役性能受不同裂纹条件的影响开展分析。



a 试件TC-4(焊趾裂纹)



b 试件RC-4(焊根裂纹)

图 2　穿透顶板板厚方向疲劳裂纹

Fig. 2　Fatigue crack penetrating the deck plate

表 1　顶板-U肋焊缝疲劳试验结果

Tab. 1　Fatigue test results of rib-to-deck welded joints

试件编号	裂纹类型	N	$\Delta\sigma_{hs}$ /MPa	R	试件编号	裂纹类型	N	$\Delta\sigma_{hs}$ /MPa	R
RC-1	2类	1 164 400	165	0	TC-4	1类	272 852	204	0
RC-2	2类	1 073 500	153	0	TC-5	1类	270 544	214	0
RC-3	2类	900 000	179	0	TC-6	1类	156 535	351	−1
RC-4	2类	340 000	218	0	TC-7	1类	62 844	550	−1
TC-1	1类	147 425	263	0	TC-8	1类	46 737	552	−1
TC-2	1类	484 782	168	0	TC-9	1类	40 809	540	−1
TC -3	1类	247 762	232	0	TC-10	1类	101 394	400	−1

2　正交异性钢桥面板结构顶板板厚裂纹影响分析

2.1　含裂纹的正交异性钢桥面板建模

首先，基于通用有限元软件ANSYS建立典型的正交异性钢桥面板结构模型，如图3所示。模型总长9.6 m，宽3.0 m，包含由5个U肋和4个横隔板，其U肋厚度为6 mm，上口宽300 mm，腹板高280 mm，底板宽169 mm，顶板厚14 mm，横隔板厚10 mm。正交异性钢桥面板材料为Q345钢，弹性模量为206 GPa，泊松比为0.3。考虑到计算效率，模型中央2.6 m×1.8 m区域(即顶板板厚裂纹影响区域)采用Solid 185八节点实体单元，其他部分采用Shell 181四节点板壳单元。所加荷载假设为5 t单轮荷载，作用于两横隔板中间位置，横向位置与U肋中心线对齐，其作用面积为300 mm×200 mm。边界条件设为端部横隔板处限制顺桥向位移，横桥向边界限制竖向位移。

考虑到与已有研究的可比性，分析焊根裂纹和焊趾裂纹两种情况，其裂纹深度为7.0 mm及10.5 mm，分别对应顶板厚度t的一半($a = 0.50t$)及3/4($a = 0.75t$)。在确定关注的裂纹深度基础上，所引入的裂纹形态仍值得讨论。根据试验结果，顶板板厚裂纹具体形态虽与不同尺度的焊接缺陷相关，但

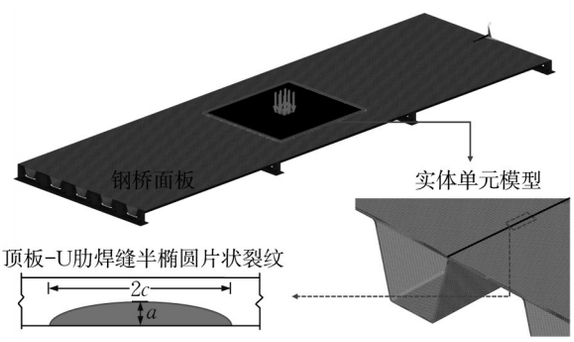


图 3　含顶板板厚裂纹的正交异性钢桥面板有限元模型

Fig. 3　Finite element model of an OSD with a penetrating crack

无论焊趾裂纹还是焊根裂纹，在焊缝纵向尺寸较大的条件下，其整体往往呈较长的半椭圆形。因此，可将裂纹等效为深长比(即椭圆的短轴与长轴之比a/c，a为裂纹深度，c为裂纹半长)较小的半椭圆片状裂纹。考虑到试验中焊趾处主裂纹形成更早，获得了更多的扩展轨迹，其等效裂纹形态更易描述且偏于保守，故可以此为参考确定裂纹深长比。由此，确定对应于裂纹深度为7.0 mm和10.5 mm时，其长度$2c$分别为148.5 mm及158.7mm，深长比分别为0.047及0.066。

通过断裂力学分析软件FRANC3D引入顶板-U肋处的顶板板厚裂纹。具体地，通过对有限元模型进行网格重划分，在裂纹尖端采用15节点的奇异

单元(Solid 186/187),形成3层以参数r为半径的环状网格。顶板-U肋焊缝细部及裂纹区域的网格划分见图4。而后,基于有限元计算结果,可通过互作用积分计算应力强度因子。

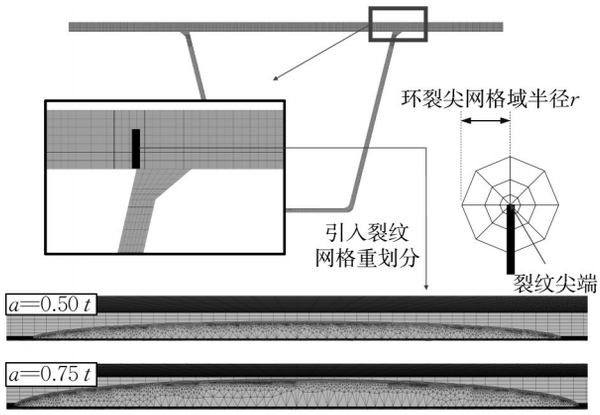


图4 顶板-U肋焊缝细部及裂纹区域网格划分

Fig. 4 Mesh of rib-to-deck welded joint and crack area

对于带裂纹体的有限元分析,其计算结果受裂纹尖端区域网格影响明显。因此,采用不同环裂尖网格域半径r,对有限元模型的网格敏感性进行了分析。以深度为7.0 mm的裂纹($a=0.5t$)为例,图5给出了环裂尖网格域半径分别为0.2、0.3、0.5 mm时裂纹前缘的应力强度因子分布。显然,采用不同环裂尖网格域半径条件下所得结果基本一致,仅数据点密度(图中为每10个数据点显示一个)受网格密度影响。因此,后文中裂纹尖端区域网格重划分均基于$r=0.5$ mm开展。最终,由于对含不同裂纹的模型进行了网格重划分,所得模型总单元数量约250~270万不等。

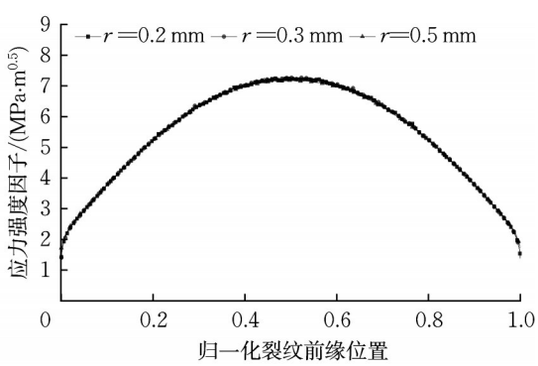


图5 基于应力强度因子的裂纹尖端区域网格敏感性分析(a=0.5t)

Fig. 5 Mesh sensitivity analysis of crack tip region based on stress intensity factor (a=0.5t)

2.2 基于应变的开裂影响分析

考虑无裂纹/焊趾裂纹/焊根裂纹,以及裂纹深度为0.50t和0.75t条件下,根据上述模型对结构不同条件下的响应开展分析,提取顶板上表面最大竖向位移、最大第一主应变以及最大切应变,结果如表2所示。结果表明,裂纹深度对顶板上表面的最大第一主应变有明显影响。相较于无裂纹工况,裂纹深度为0.50t时导致最大第一主应变增加1倍左右,而裂纹深度为0.75t时则可达2倍左右。相较而言,顶板上表面的最大切应变变化相对较小,最大竖向位移的增加在5%以内,故影响极小。

表2 正交异性钢桥面板顶板上表面响应

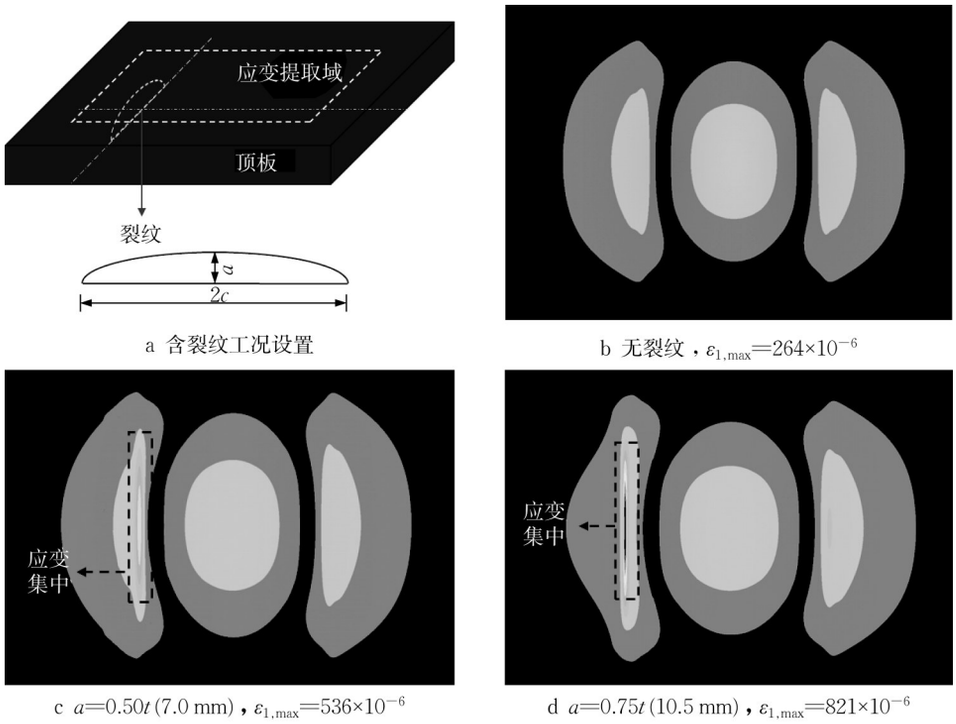
Tab. 2 Responses on the top of the deck plate of OSD

工况		最大竖向位移/mm	最大第一主应变/10^{-6}	最大切应变/10^{-6}
无裂纹		1.106	264	236
1类	a=0.50t (7.0 mm)	1.147	552	245
	Δ^*/%	3.7	109.1	3.8
	a=0.75t (10.5 mm)	1.160	821	284
	Δ^*/%	4.9	211.0	20.3
2类	a=0.50t (7.0 mm)	1.148	536	262
	Δ^*/%	3.8	103.0	11.0
	a=0.75t (10.5 mm)	1.159	796	294
	Δ^*/%	4.8	201.5	24.6

注:*表示相较无裂纹工况的差异。

进一步对比顶板上表面主应变分布(图6),可见无裂纹工况中主应变完全对称,顶板-U肋焊缝正上方位置因负弯矩效应有较高的主应变,其大小与加载中心处(即U肋正上方位置)相近。若右侧焊缝处引入裂纹,即使未完全贯通至顶板上表面,仍导致应变场的显著变化,使得局部产生远大于无裂纹工况的主应变。此外,对比源于焊趾及焊根的相同深度裂纹工况,其差别主要由焊缝内外侧的位置不同导致,故对结构响应的影响程度相近。

然而,这一结果无法等同于铺装层的响应变化,其意义主要在于通过对比分析给出顶板上表面响应对裂纹的敏感性。并且,含裂纹工况的主应变分布呈现明显的局部性特征,难以作为结构性能劣化的量化参考,尤其考虑到铺装层对轮载的扩散作用及本身的力学性能影响等因素。因此,后文将在此基础上,进一步开展含裂纹的钢桥面板-铺装层结构体系分析。



a 含裂纹工况设置　　b 无裂纹，$\varepsilon_{1,\max}=264\times10^{-6}$

c $a=0.50t$ (7.0 mm)，$\varepsilon_{1,\max}=536\times10^{-6}$　　d $a=0.75t$ (10.5 mm)，$\varepsilon_{1,\max}=821\times10^{-6}$

图 6　顶板上表面主应变分布

Fig. 6　First principal strain distribution on the top of the deck plate

2.3　基于刚度的开裂影响分析

疲劳试验中,往往以试件变形过大而失去承载能力时的寿命记为疲劳寿命,即以其刚度损失为失效准则。现行规范或标准,如《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015)[19],亦基于结构局部刚度的考虑,以U肋两焊缝间顶板的挠跨比限定正交异性钢桥面板的局部挠度。因此,正交异性钢桥面板工作性能还需考虑其刚度受顶板板厚裂纹的影响。然而,上述分析中裂纹对结构刚度的影响相当有限,即使较深裂纹($a=0.75t$)导致的竖向位移增大也在5%以内,故对于正交异性钢桥面板的刚度失效,有必要引入完全贯通顶板的裂纹($a=t$)以分析其影响。

对于完全贯通顶板的疲劳裂纹,前文试验所得的半椭圆片状裂纹形态难以提供参考。原因在于试件的纵向尺寸有限,使裂纹在达到试件端部后再向穿透顶板方向扩展,且在贯通顶板之前试件即丧失承载能力而失效。而实际桥梁在车流荷载、环境作用下,加之初始缺陷的复杂性,使得局部可能出现完全贯通的裂纹。因而,考虑计算效率采用矩形裂纹,其深度与顶板厚度相等,通过设置不同长度以考察其影响,如图7所示。选取100、200、300、400 mm 4种不同长度的贯通裂纹。所加荷载假设为10 t双轮荷载,作用面积为600 mm×200 mm,其中心线位于焊缝正上方,即更靠近裂纹位置,以更大程度地考虑其最不利状态。相应地,顶板上表面位移关注区域也偏向裂纹一侧,如图7所示。

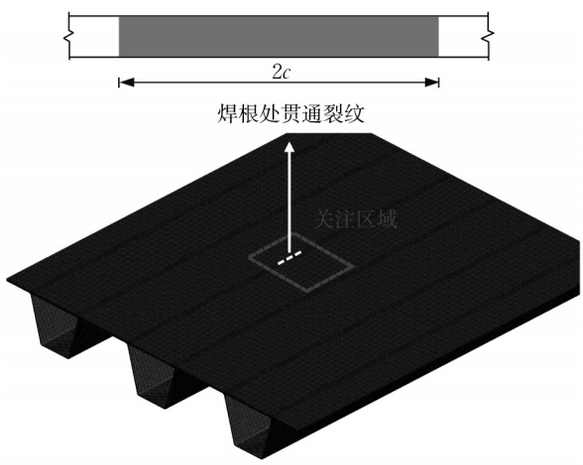


图 7　完全贯通顶板的裂纹及关注区域

Fig. 7　Crack completely penetrating deck plate and the area of concern

含不同长度贯通裂纹条件下,正交异性钢桥面板顶板上表面位移分布如图8a~8d所示,其中虚线为贯通裂纹位置。结果表明,当裂纹尺寸较小时,其对顶板上表面位移分布影响较为有限。随着裂纹尺寸的增大,U肋竖向位移逐渐增大,其分布也发生明显改变,竖向位移最大位置向裂纹方向移动,裂纹效

应逐渐大于荷载效应。对于正交异性钢桥面板的最大竖向位移及其位置变化,不同贯通裂纹长度下的相应曲线分别如图8e和8f所示。可以看出,随裂纹长度增加,关注区域内最大竖向位移值加速增大,表明桥面板局部刚度随裂纹长度加速下降。与前文类似,以相对无裂纹工况的增加程度计算,则100 mm贯通裂纹使竖向位移增大约2.2%,影响较小。然而,这一比例随裂纹长度增加迅速变大,300 mm贯通裂纹条件下为22.1%,400 mm时则高达67.2%。同时,最大竖向位移的发生位置也随裂纹变化,逐渐由U肋上方顶板中心向裂纹处移动。

综上,以正交异性钢桥面板顶板-U肋焊根裂纹为例,可将结构局部刚度变化过程分为3个阶段:①当裂纹尺寸较小时,裂纹对桥面板局部刚度影响很小,桥面板最大竖向位移位于U肋上方顶板中心附近,位移增大不明显;②随着裂纹尺寸逐渐增大,其对局部刚度的影响逐渐加剧,桥面板最大竖向位移增速变大,同时位置向焊根偏移;③裂纹长度增大到一定尺寸,正交异性钢桥面板受到明显削弱,焊根裂纹两侧顶板连接减弱,最大竖向位移出现于U肋上方顶板焊根处。

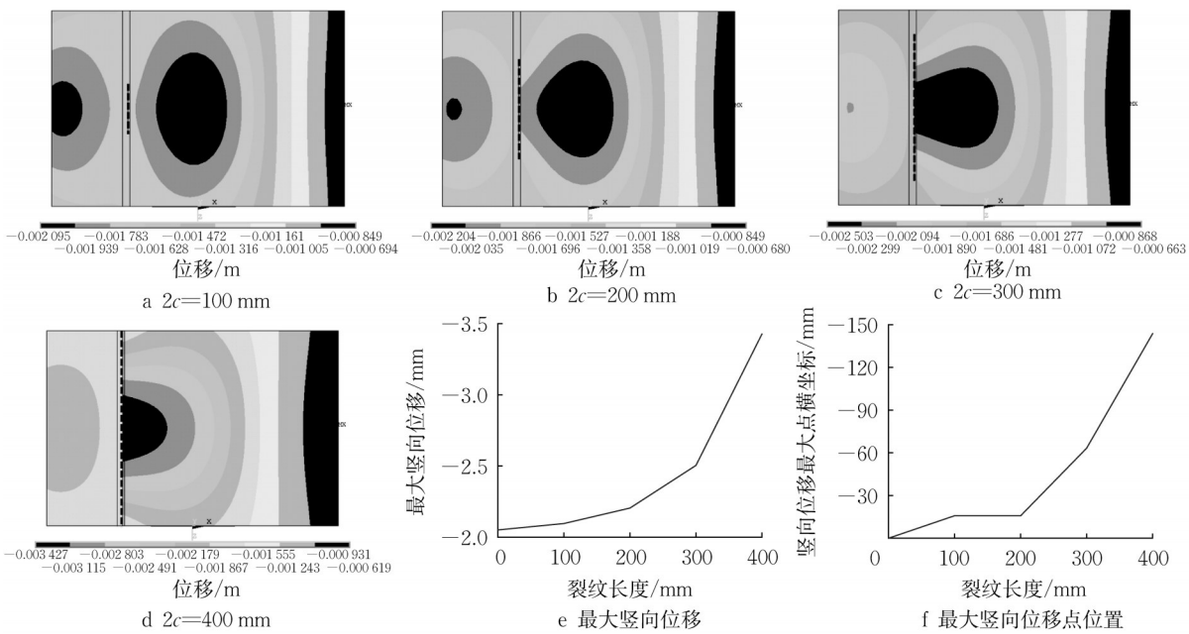


图8 不同裂纹条件下顶板上表面位移分布

Fig. 8 Displacement distribution on the top of the deck plate affected by different cracks

需注意的是,上述对含贯通裂纹的正交异性钢桥面板开展分析的主要目的是反映结构刚度降低过程,从而在此类裂纹难以检测监测的前提下,为建立基于刚度的失效准则提供参考。但实际上对于裂纹完全贯通顶板的情况,还需考虑其导致上部铺装层及防水黏结层失效,使得铺装层局部区域脱空,无法发挥其与正交异性钢桥面板的组合结构作用,且雨水可进入结构内部,引发腐蚀病害等问题。因此,认为完全贯通顶板的裂纹在实际工程中不可接受,出现此类裂纹时结构耐久性已严重受损,需立刻进行修复补强。

3 铺装层疲劳寿命影响分析

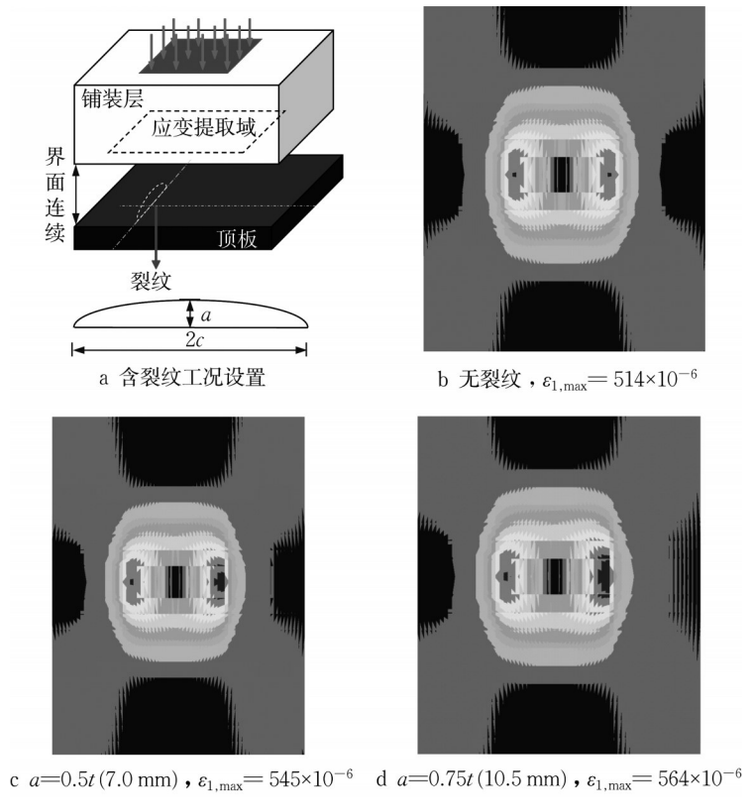
考虑正交异性钢桥面板寿命周期性能,顶板板厚裂纹导致的铺装层损伤问题将是实际结构性能劣化的最主要因素。由表2结果可知,裂纹未贯通顶板前($a=0.50t$,$a=0.75t$)即可导致正交异性钢桥面板顶板上表面的应变响应明显提高,对铺装层结构响应及疲劳寿命亦有直接影响。因此,在上述模型基础上,进一步建立正交异性钢桥面板上部铺装层结构有限元模型,对其疲劳寿命受裂纹的影响开展分析。

3.1 铺装层结构响应分析

在裂纹深度为$a=0.50t$及$a=0.75t$的正交异性钢桥面板模型基础上,加设70 mm厚铺装层,其材料假定为沥青混凝土,弹性模量和泊松比分别设为1.5 GPa和0.25。铺装层部分采用Solid 185八节点实体单元建模,且考虑到正交异性钢桥面板模型单元数量较大,所用网格尺寸略大于钢桥面板实体

部分，将其单元数量控制在10万左右。假设裂纹未贯通前正交异性钢桥面板与铺装层连接性能良好，二者界面处连续，故将铺装层底面与顶板上表面设为接触对，采用绑定接触连接，即两接触面法向不分离且切向无相对滑动。此外，由于裂纹起源于焊趾或焊根对结果影响较小，故仅对焊根处不同深度的裂纹开展分析。正交异性钢桥面板及铺装层结构体系在顶板板厚裂纹条件下的工况设置如图9a所示。

考虑正交异性钢桥面板和铺装层共同作用，以相同荷载作用于铺装层顶面对应位置，对无裂纹、$a=0.50t$及$a=0.75t$深度裂纹条件下的结构开展分析。图9b～9d给出了铺装层底面的第一主应变分布，可见随着裂纹的引入，其分布不再具有对称性，高应变区向有裂纹一侧移动。对比第一主应变最大值可知，裂纹深度为$0.50t$时相较于无裂纹情况增大约6.0%，而裂纹深度达$0.75t$时其增大幅度约9.7%。图10给出了铺装层底面的第三主应变分布，所得结果类似，相应的第三主应变的增大幅度分别为4.1%及10.6%。另一方面，与无铺装工况结果对比表明，无论绝对值还是相对值，裂纹深度的影响相较于表2的结果均更小。尤其是结构的最大竖向位移均在0.67 mm左右，表明裂纹对其影响小于1.0%。显然，考虑铺装层与正交异性钢桥面板协同承载后，疲劳裂纹对刚度的影响不显著。



a 含裂纹工况设置　　b 无裂纹，$\varepsilon_{1,max}=514\times10^{-6}$

c $a=0.5t$ (7.0 mm)，$\varepsilon_{1,max}=545\times10^{-6}$　　d $a=0.75t$ (10.5 mm)，$\varepsilon_{1,max}=564\times10^{-6}$

图 9　不同裂纹条件下铺装层底面第一主应变分布

Fig. 9　First principal strain distribution on the bottom of pavement affected by different cracks

3.2　铺装层寿命分析

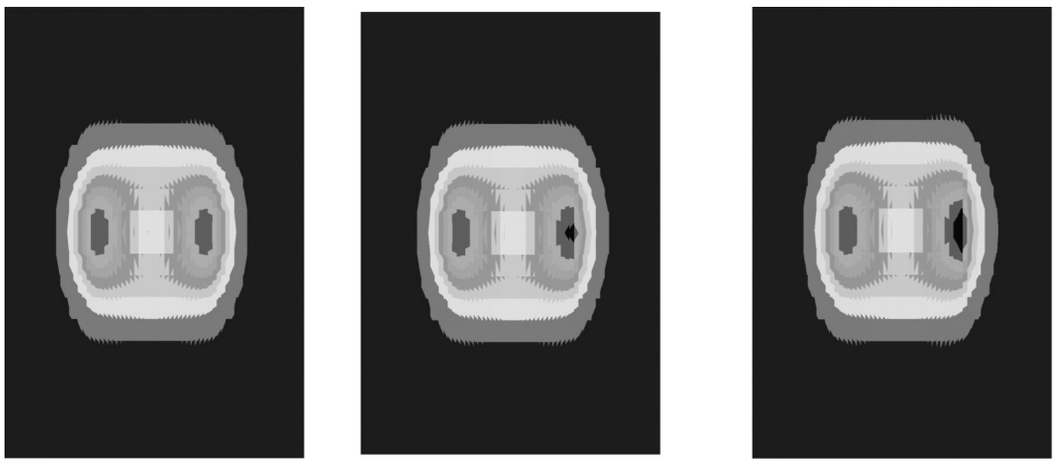
对铺装层所用的沥青混凝土材料而言，其力学行为复杂，疲劳寿命受众多因素影响。因此，一般采用应力/应变-寿命关系等唯象性理论进行寿命估计。常见的基于应变的寿命预测公式如下[20]：

$$N=A\left(\frac{1}{\varepsilon}\right)^m \tag{1}$$

式中：N为疲劳寿命；ε为应变幅；A和m是材料参数。因此，两种工况条件下，疲劳寿命之比可由应变幅之比的m次方得到。用下标c指代含裂纹工况，下标0指代无裂纹工况，则裂纹对疲劳寿命的影响可由下式给出：

$$\frac{N_c}{N_0}=\left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_c}\right)^m \tag{2}$$

式(2)与材料参数A无关，而仅与应变幅ε及m相关，其中材料参数m通常取值为3左右。参考相关研究，沥青混凝土材料受拉应变时，按不同的评价标准可取$m=2.695$、2.740、2.801；受压应变时，按不同的评价标准可取$m=3.876$、4.386、4.739。以拉应变条件下取$m=2.801$为例，以前述计算所得铺装

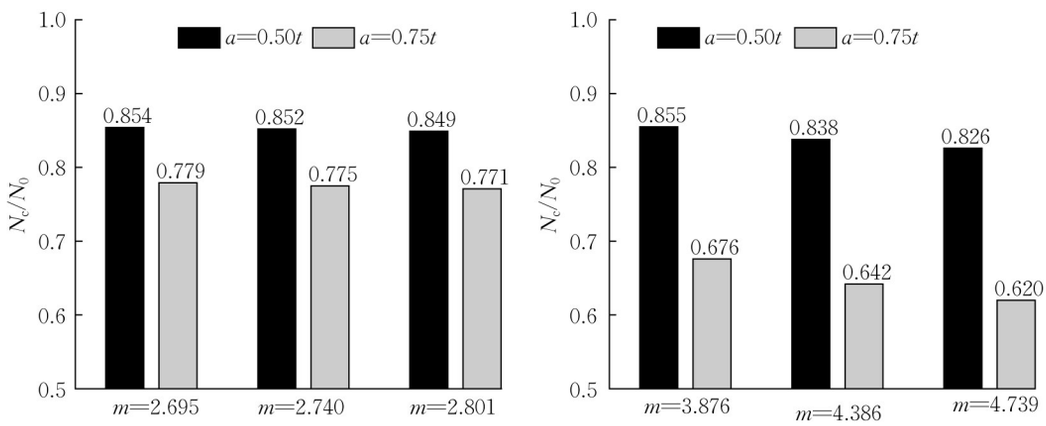


a 无裂纹，$\varepsilon_{3,\max}=800\times10^{-6}$　b $a=0.50t$ (7.0 mm)，$\varepsilon_{3,\max}=-833\times10^{-6}$　c $a=0.75t$ (10.5 mm)，$\varepsilon_{3,\max}=-885\times10^{-6}$

图10　不同裂纹条件下铺装层底面第三主应变分布

Fig. 10　Third principal strain distribution on the bottom of the pavement affected by different cracks

层底面最大第一主应变为式中的应变幅值，可得正交异性钢桥面板顶板-U肋焊缝存在7 mm深裂纹条件下，有 $N_c/N_0=0.849$，即铺装层的疲劳寿命相较于无裂纹条件降低约15.1%；而裂纹深度达0.75t时有 $N_c/N_0=0.771$，即降低约22.9%。记 N_c/N_0 为铺装层受裂纹影响下的疲劳寿命折减系数，分别基于第一、第三主应变最大值，按不同标准估计该系数，结果如图11所示。可见，由于压应变条件下材料参数 m 取值较高，所得疲劳寿命折减系数更小。裂纹深度达0.75t时，铺装层疲劳寿命为无裂纹工况的0.62倍，即疲劳寿命降低38.0%。



a 基于第一主应变　b 基于第三主应变

图11　裂纹深度扩展至不同顶板厚度时铺装层疲劳寿命折减

Fig. 11　Fatigue life reduction due to crack depth

3.3　讨论

前文分析中，铺装层的材料参数按其处于室温状态条件取值，而实际条件下铺装层弹性模量根据温度的不同将有较大差异。由于铺装层的力学性能对所得的变形、应变等结果均有影响，可对不同弹性模量下的铺装层与正交异性钢桥面板形成的结构体系响应开展参数化分析。

考虑铺装层模量受温度影响的变化范围为500 MPa～4.0 GPa，图12给出了无裂纹条件与含裂纹条件下的应变之比($\varepsilon_0/\varepsilon_c$)。与前文结果对应，分别给出了两种裂纹深度条件下的第一主应变与第三主应变比。由图12可见，铺装层弹性模量越低，正交异性钢桥面板-铺装层体系力学性能越依赖于正交异性钢桥面板本身，则顶板板厚裂纹导致的影响就越明显。当铺装层处于高温条件下，可参考其弹性模量为500 MPa工况的计算结果，则裂纹深度达0.75t时，对应第一及第三主应变的 $\varepsilon_0/\varepsilon_c$ 分别为0.88及0.91，说明疲劳裂纹对铺装层底面应变存在相对明

显的影响。当铺装弹性模量高至3.5～4.0 GPa左右，即处于较低温度条件时，无论对于第一主应变还是第三主应变，其$\varepsilon_0/\varepsilon_c$趋于一致，约在0.97～0.98左右，说明此时裂纹影响已不显著。同时，这也说明对于疲劳裂纹导致的力学性能损失，可采用具有较高模量及高温度稳定性的材料作为上部结构加以补强。

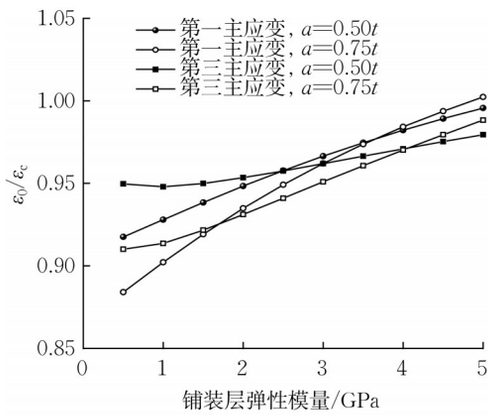


图 12　不同铺装层模量条件下的应变之比

Fig. 12　Comparison of strains of pavements with different elastic modulus

不过，前文分析中铺装层弹性模量被假设为1.5 GPa，主要原因在于应变-寿命曲线是在室温条件下建立的。因而，基于上述对弹性模量的参数分析结果无法开展铺装层寿命损失的预测。此外，需要注意以上模型中假设铺装层与顶板为理想的绑定接触，而较深的顶板板厚裂纹无疑更易导致接触失效，且铺装层疲劳损伤过程中可能因环境因素耦合导致次生病害，故实际结果可能更为不利。因此，对本问题未来尚需开展进一步分析，涉及铺装层的损伤演化，长期温度变化影响下的损伤累积过程，以及其与正交异性钢桥面板连接性能的变化，从而准确考量因疲劳裂纹导致的铺装层性能劣化问题，进一步从正交异性钢桥面板-铺装层结构体系角度提出精确合理的既有裂纹修复补强方法及策略。

4　结论

针对正交异性钢桥面板的疲劳开裂问题，考虑其带裂纹工作能力，对顶板-U肋焊缝处的顶板板厚裂纹行为开展分析。在此基础上，对不同程度的疲劳裂纹影响下，正交异性钢桥面板结构响应及其导致的上部铺装层的疲劳寿命降低程度进行了评估。主要结论如下：

（1）起源于顶板-U肋焊趾/焊根的疲劳裂纹在不同尺度的缺陷影响下，裂纹源区的纵向位置存在一定的不确定性，而局部也存在不同的开裂行为。但两类裂纹整体形态基本一致，呈长深比较大的半椭圆形，对正交异性钢桥面板的力学性能影响相似。

（2）对含裂纹正交异性钢桥面板模型的分析表明，其顶板上表面第一主应变的最大值受裂纹深度影响明显。相较于无裂纹工况，顶板板厚裂纹扩展至0.50t时，裂纹附近区域的第一主应变可提高1倍左右。然而，裂纹对最大竖向位移的影响很小，均在5%以内。

（3）考虑不同长度的贯通顶板裂纹，对正交异性钢桥面板局部刚度劣化情况开展了分析，发现随着裂纹长度增加，裂纹对局部刚度的影响逐渐加剧。贯通裂纹长度达400 mm时，结构最大竖向位移相对无裂纹工况提高约67%，且其发生位置也由远离U肋腹板处移动至顶板-U肋焊缝的裂纹中心处。

（4）根据沥青混凝土应变-寿命关系，初步估计含裂纹正交异性钢桥面板上部铺装层的疲劳寿命折减情况。分别考虑拉/压应变条件，顶板板厚裂纹扩展至0.50t时其寿命降低约15%及17%，而裂纹深度为0.75t时则达到23%及38%。后续可进一步考虑裂纹扩展的随机性和铺装层疲劳损伤演化等问题，以考量因疲劳裂纹导致的结构性能劣化，从而实现准确适用的状态评估及管养策略优化。

作者贡献声明：

王本劲：概念设计，正式分析，方法论，初稿撰写。
贾耀翔：数据分析，初稿撰写。
王达磊：论文修改，方法论，经费获取。
姜一凡：数据分析。
陈艾荣：概念设计，经费获取。

参考文献：

[1]　《中国公路学报》编辑部. 中国桥梁工程学术研究综述·2021[J]. 中国公路学报，2021，34(2)：1.
Editorial Department of China Highway Journal. Review of academic research on bridge engineering in China ·2021[J]. China Highway，2021，34(2)：1.

[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.
ZHANG Qinghua，BU Yizhi，LI Qiao. Research progress on fatigue of orthotropic steel bridge decks[J]. China Journal of Highway and Transportation，2017，30(3)：14.

[3]　FISHER J，BARSOM J. Evaluation of cracking in the rib-to-deck welds of the Bronx-Whitestone bridge[J]. Journal of

Bridge Engineering, 2016,21:04015065.

[4] 周绪红, 朋茜, 秦凤江,等. 钢桥面板顶板与纵肋连接焊根位置疲劳损伤特征[J]. 交通运输工程学报, 2018,18:1.
ZHOU Xuhong, PENG Qian, QIN Fengjiang ,*et al*. Fatigue damage characteristics of welded root position of steel bridge deck roof plate and longitudinal rib connection[J]. Journal of Traffic and Transportation Engineering,2018, 18:1.

[5] DE JONG F B P . Renovation techniques for fatigue cracked orthotropic steel bridge decks [D]. Delft: Delft University of Technology,2007.

[6] XiAO Z G, YAMADA K, YA S, *et al*. Stress analyses and fatigue evaluation of rib-to-deck joints in steel orthotropic decks [J]. International Journal of Fatigue,2008,30:1387.

[7] SIM H B, UANG C M, SIKORSKY C. Effects of fabrication procedures on fatigue resistance of welded joints in steel orthotropic decks [J]. Journal of Bridge Engineering, 2009, 14:366.

[8] LI M, SUZUKI Y, HASHIMOTO K, *et al*. Experimental study on fatigue resistance of rib-to-deck joint in orthotropic steel bridge deck [J]. Journal of Bridge Engineering, 2018, 23:10.

[9] CHENG B, YE X, CAO X, *et al*. Experimental study on fatigue failure of rib-to-deck welded connections in orthotropic steel bridge decks[J]. International Journal of Fatigue, 2017, 103:157.

[10] WANG B, NAGY W, DE BACKER H,*et al*. Fatigue process of rib-to-deck welded joints of orthotropic steel decks [J]. Theoretical and Applied Fracture Mechanics, 2019,101:113.

[11] WANG D, XIANG C, MA Y, *et al*. Experimental study on the root-deck fatigue crack on orthotropic steel decks [J]. Materials & Design, 2021,203:109601.

[12] KAINUMA S, YANG M, JEONG Y S, *et al*. Experiment on fatigue behavior of rib-to-deck weld root in orthotropic steel decks [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2016, 119:113.

[13] 蒋斐, 吉伯海, 王益逊,等. 2种新型顶板-U肋构造细节的疲劳性能研究[J]. 合肥工业大学学报(自然科学版), 2020,43(10):1391.
JIANG Fei, JI Bohai, WANG Yixun, *et al*. Study on fatigue properties of structural details of two new roof-U ribs [J]. Journal of Hefei University of Technology (Natural Science), 2020, 43(10):1391.

[14] YANG H B, WANG P, QIAN H L, *et al*. Fatigue performance of different rib-To-deck connections using traction structural stress method[J]. Appl Sci-Basel,2020,10:20.

[15] WANG B, ZHOU X Y, CHEN A. Probabilistic study on the macro-crack initiation of the rib-to-deck welded joint on orthotropic steel deck [J]. International Journal of Fatigue, 2020,139:105721.

[16] 王春生, 翟慕赛, 唐友明,等. 钢桥面板疲劳裂纹耦合扩展机理的数值断裂力学模拟[J]. 中国公路学报, 2017,30(3):82.
WANG Chunsheng, ZHAI Musai, TANG Youming, *et al*. Numerical fracture mechanics simulation of fatigue crack coupling propagation mechanism of steel bridge deck[J]. China Journal of Highway and Transport, 2017, 30(3):82.

[17] WU W, KOLSTEIN H, VELJKOVIC M. Fatigue resistance of rib-to-deck welded joint in OSDs, analyzed by fracture mechanics[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2019, 162:105700.

[18] CUI C, XU Y L, ZHANG Q H. Multiscale fatigue damage evolution in orthotropic steel deck of cable-stayed bridges[J]. Engineering Structures, 2021,237:112144.

[19] 中交公路规划设计院有限公司. 公路钢结构桥梁设计规范: JTG D64—2015 [S]. 北京:人民交通出版社, 2015.
CCCC Highway Planning and Design Institute Co, Ltd. Code for design of highway steel bridges: specifications for design of highway steel bridge: JTG D64—2015 [S]. Beijing: People's Communications Press,2015.

[20] 孙立军. 沥青路面结构行为学[M]. 上海: 同济大学出版社, 2013.
SUN Lijun. Behavior of asphalt pavement structures [M]. Shanghai: Tongji University Press, 2013.