

钢纤维混凝土组合桥面板钢箱梁抗负弯性能

徐晨¹, 徐艺¹, 郝林², 孙旭霞³, 张乐朋¹

(1. 同济大学土木工程学院, 上海 200092; 2. 兴泰建设集团有限公司, 内蒙古呼和浩特 010000;

3. 同济大学建筑设计研究院(集团)有限公司, 上海 200092)

摘要: 对 1 个 C50 混凝土组合板和 1 个钢纤维混凝土(SFRC)组合板试件进行偏拉试验和基于材料塑性损伤的有限元模拟, 考察了组合板开裂特性与拉伸刚度变化。在此基础上, 建立了钢-混凝土连续箱梁负弯矩区节段模型并进行了参数分析, 探究了混凝土材料、SFRC 板厚、配筋率对主梁力学性能的影响特征。试验与模拟结果表明: SFRC 板开裂呈裂缝细密特点; 当裂缝宽度达 0.10 mm 和 0.20 mm 时, SFRC 板对组合板轴拉刚度剩余贡献为 44% 和 23%, C50 板剩余贡献为 12% 和 9%, 表明裂后 SFRC 板仍可参与受力。参数分析结果表明: 当 SFRC 板裂缝宽度达 0.10 mm 时, SFRC 板对主梁抗弯刚度的剩余贡献约为 C50 板的 2 倍; 此状态下 80~120 mm 厚 SFRC 板的主梁抗弯刚度相比未开裂状态下降约 11%; 增大 SFRC 板配筋率可改善其损伤程度, 但对提高主梁抗弯刚度作用较小。

关键词: 钢纤维混凝土(SFRC); 钢-混凝土组合桥面板; 偏拉试验; 主梁抗弯刚度; 参数分析

中图分类号: U443.33

文献标志码: A

Negative Bending Behavior of Steel Box Girder with Steel Fiber Reinforced Concrete Composite Deck

XU Chen¹, XU Yi¹, HAO Lin², SUN Xuxia³, ZHANG Leping¹

(1. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Xingtai Construction Group Co., Ltd., Hohhot 010000, China; 3. Tongji Architectural Design (Group) Co., Ltd., Shanghai 200092, China)

Abstract: Eccentric tension tests on C50 concrete composite deck and steel fiber reinforced concrete (SFRC) composite deck specimens, together with corresponding finite element simulations based on the plastic damage model of materials were executed to investigate the axial tensile stiffness reduction and

cracking characteristics of the composite deck. Furthermore, segment finite element models of continuous steel box girders with SFRC composite deck were established for parameter analysis to explore the effects of concrete material, SFRC slab thickness and reinforcement ratio on mechanical properties of main girders. The test and numerical analysis results show that the SFRC slab appears more cracks but the crack widths are much smaller. When the crack width reaches 0.10 mm and 0.20 mm, respectively, the residual contribution of the SFRC slab to the axial tensile stiffness of the composite deck is 44% and 23%, while that of the C50 slab is only 12% and 9%, indicating that SFRC slab still has a great contribution to the mechanical performance of the composite deck after cracking. The parameter analysis results show that the residual contribution of the SFRC slab to the bending stiffness of main girders is about twice that of the C50 slab at the corresponding load level with the SFRC slab crack width of 0.10 mm. When the crack width of the SFRC slab reaches 0.10 mm, the bending stiffness of main girders with 80~120 mm thick SFRC slab decreases by about 11% compared with the uncracked state. Moreover, increasing the reinforcement ratio of the SFRC slab can improve the damage degree, but it has little effect on improving the bending stiffness of main girders.

Key words: steel fiber reinforced concrete(SFRC); steel-concrete composite bridge deck; eccentric tension test; bending stiffness of main girders; parameter analysis

钢-钢纤维混凝土(steel fiber reinforced concrete, SFRC)组合桥面板可有效改善钢桥面板疲劳开裂及铺装层病害等问题^[1-3], 并且对主梁抗弯刚度有益。SFRC

收稿日期: 2022-01-18

基金项目: 国家自然科学基金(51978501); 内蒙古鄂尔多斯市科技计划(2022YY035)

第一作者: 徐晨(1982—), 男, 副教授, 博士生导师, 工学博士, 主要研究方向为钢与组合结构桥梁功能复合材料的开发与应用。E-mail: xuchenprc@tongji.edu.cn

通信作者: 孙旭霞(1981—), 女, 高级工程师, 主要研究方向为桥梁设计。E-mail: 290241959@qq.com



论文
拓展
介绍

具有良好的大应变拉伸硬化特性,按抗压强度可分为普通、高强与超高强3个等级,强度差异显著影响材料力学性能与制备成本。对于中等跨径市政桥梁而言,普通乃至高强SFRC已可满足工程需求且成本相对较低。合理利用SFRC力学特性可提升桥梁结构力学性能与经济性。

大量学者对SFRC组合桥面板的静力与疲劳性能展开研究,考察了混凝土层厚度^[4-10]、配筋率^[8-9]、焊钉布置形式^[8-11]等对组合桥面板开裂特性、极限状态、疲劳细节寿命等的影响,总结了不同构造对组合桥面板力学性能影响规律并给出推荐构造形式与尺寸。然而,已有研究均只关注组合桥面板在桥面体系下的受力特性,对其在主梁体系中的力学性能与受力贡献研究较少,在实际应用中对组合桥面板钢梁整体受力认识不足。此外,已有研究多针对超高性能混凝土(UHPC)组合桥面板展开,而在市政桥梁中使用超高性能混凝土材料成本较高,普通及高强SFRC具有更好的工程适用性。因此,明确SFRC组合桥面板对主梁受力影响机理具有工程应用价值。

对于中等跨径组合桥面板连续钢箱梁桥,组合桥面板作为主梁上翼缘参与结构整体受力,负弯矩区混凝土板开裂是影响其设计使用的关键。目前针对组合桥面板在主梁体系下受力性能的研究未见报道。有学者^[12-13]通过建立主梁节段有限元模型研究组合桥面板钢梁受力性能,但关注点仍在桥面板体系下的力学特性。在实际设计中,对混凝土板裂后性能了解不足将难以全面考虑组合桥面板对主梁受力的影响,进而导致结构实际力学性能难以评估,而且结构经济性降低。因此,研究钢-SFRC组合桥面板开裂前后主梁力学性能的变化规律对优化桥面体系及主梁结构、提高结构经济性具有重大意义。

为探究钢-SFRC组合桥面板对连续钢箱梁抗弯性能的影响规律,基于车道荷载作用下组合桥

面板截面应变分布与其在偏拉荷载作用下相似的特点,对1个钢-C50混凝土组合板和1个钢-SFRC组合板试件进行小偏心拉伸试验和基于材料塑性损伤的有限元模拟,以考察偏拉荷载作用下组合桥面板的刚度变化规律与混凝土开裂特性。在此基础上,建立钢-混凝土连续箱梁负弯矩区节段有限元模型,探究混凝土材料、SFRC板厚、配筋率对主梁力学性能的影响规律。

1 试验设计

1.1 试件设计

通过建立某实际工程的钢-SFRC组合桥面板钢箱梁有限元模型,分析组合桥面板在车道荷载作用下纵向应变横向分布特点,设计并制作了2个组合桥面板试件,如图1所示。试件全长1 600 mm,有效长度1 000 mm,横截面高242 mm。混凝土板宽240 mm、厚80 mm;钢盖板厚12 mm;板肋高150 mm、厚12 mm。混凝土板内嵌直径10 mm、纵横向间距100 mm的钢筋网,横筋布于上层,保护层厚度35 mm。焊钉直径13 mm,高60 mm,纵横向间距100 mm。试件两端焊接30 mm厚端板并与加载装置连接,设置开孔板使混凝土板与端板相连实现全截面受力。在试件两端设置局部加劲肋,防止端部先于中部破坏。2个试件混凝土分别采用C50混凝土与SFRC,对应试件编号T-C50与T-SFRC。混凝土浇筑完成后常温养护。

1.2 材料性能

表1为按标准试验方法^[14-15]测得的养护龄期为28 d的混凝土材性。本研究所用SFRC的钢纤维体积掺量为1.0%。图2为SFRC轴拉应力-应变曲线,可见其具有大应变拉伸硬化特性。表2为按标准试验方法^[16]测得的钢材性能,由于材性试验中可能存在有误操作,钢材弹性模量相对偏小。

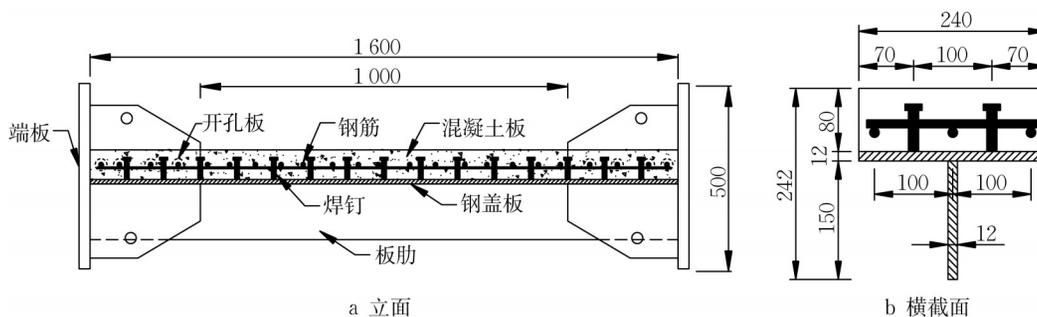


图1 试件构造示意图(单位:mm)

Fig.1 Schematic diagram of the specimen (unit: mm)

表 1 混凝土材性

Tab.1 Material property of the concrete

混凝土材料	立方体抗压强度/MPa	轴心抗压强度/MPa	弹性模量/MPa	抗折强度/MPa	抗拉强度/MPa
C50 混凝土	51.4	40.0	45 100	5.3	3.2
SFRC	85.0	70.3	38 733	16.0	4.3

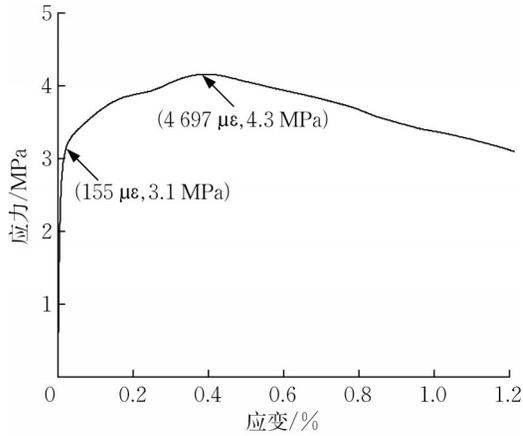


图 2 SFRC 轴拉应力-应变曲线

Fig.2 Axial tensile stress-strain curve of SFRC

表 2 钢材材性

Tab.2 Material property of the steel

钢材	厚度或直径/mm	屈服强度/MPa	极限强度/MPa	弹性模量/GPa
钢板	12	328	485	170
钢筋	10	528	667	210
焊钉	13		520	

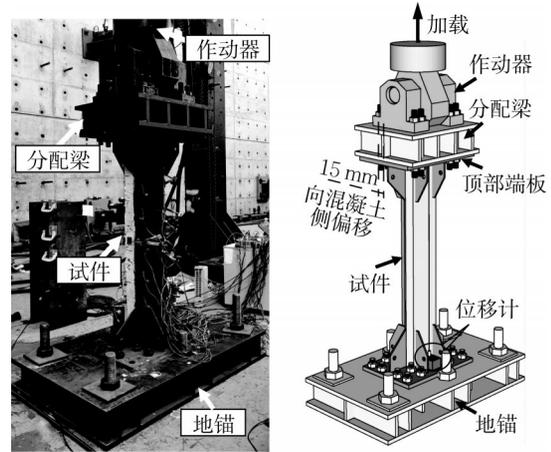
1.3 加载方案

图 3a 为试验加载现场。加载时试件顶部端板通过长螺杆与分配梁和作动器连接,作动器带动分配梁和试件共同变形,对试件均匀加载;底部端板通过长螺杆与地锚连接。试件底部固接,顶部作动器允许试件在受弯平面内转动。端板中心与分配梁中心重合,但相对组合板横截面形心向混凝土侧偏移 15 mm。正式加载前,进行一次 100 kN 预加载预紧试验及工装。正式加载时以 100 kN 为一级荷载增量分级单调增加,每级持荷 5 min 以观测裂缝,达到 1 400 kN 后转为位移加载,直至试件破坏。试验过程中监测试件轴向位移及混凝土裂缝发展,位移计布置如图 3b 所示。

2 试验结果与分析

2.1 破坏形态

图 4 为试件最终破坏形态,均呈现混凝土板严重开裂及钢结构全截面屈服。T-C50 试件中 C50 混凝土板上出现几条主裂缝和少量微裂缝,主裂缝较



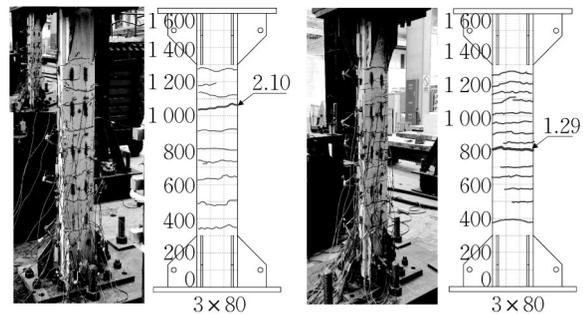
a 加载现场

b 加载示意图

图 3 试验加载

Fig.3 Test loading

宽,分布较疏;T-SFRC 试件中 SFRC 板出现多条主裂缝和微裂缝,受钢纤维约束作用影响,主裂缝宽度较小,分布较密。T-C50 与 T-SFRC 试件极限荷载分别为 1 758 kN 与 1 802 kN,相差仅 2.5%,表明组合板小偏心受拉承载力主要由钢结构受拉屈服控制。



a T-C50

b T-SFRC

图 4 试件破坏形态(单位:mm)

Fig.4 Failure mode of specimens (unit: mm)

2.2 混凝土开裂特性

图 5 为 2 个试件在 200、400、900 kN 时混凝土裂缝分布。图 6 为混凝土最大裂缝宽度随荷载发展曲线。由图 6 可见,C50 混凝土板受拉开裂后迅速形成主裂缝并快速发展,SFRC 板受拉后出现较多微裂缝且宽度增长较慢。裂缝宽度达到约 0.20 mm 时,T-C50 与 T-SFRC 试件荷载等级分别为 400 kN 与

900 kN,表明SFRC可显著抑制组合桥面板裂缝宽度发展。

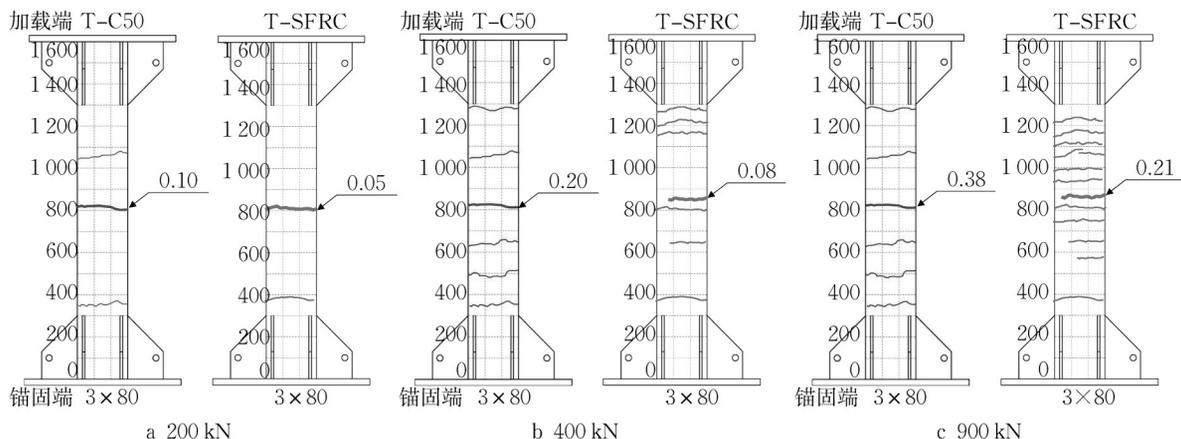


图5 混凝土裂缝分布(单位:mm)

Fig.5 Distribution of concrete cracks(unit:mm)

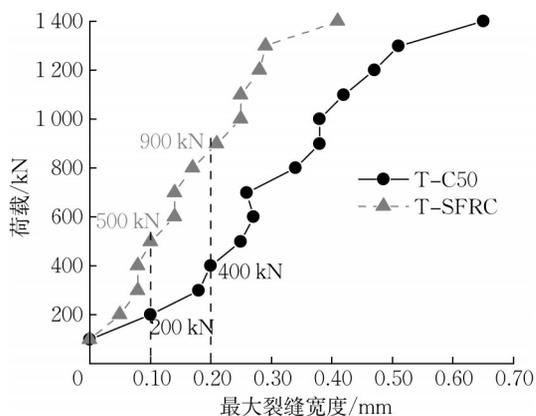


图6 荷载-混凝土最大裂缝宽度曲线

Fig.6 Load-concrete maximum crack width curve

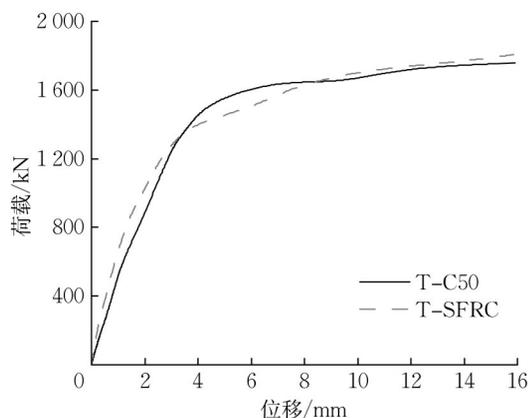


图7 荷载-轴向位移曲线

Fig.7 Load-axial displacement curves

2.3 试件变形与刚度

图7为试件荷载-轴向位移曲线。表3为试件弹性状态、混凝土板裂缝宽度达0.10 mm与0.20 mm时的轴向抗拉刚度。轴向抗拉刚度定义为图7曲线上状态对应点与曲线原点的割线斜率。弹性状态指混凝土板未开裂时状态。计算T-C50与T-SFRC试件弹性状态时轴向抗拉刚度理论值,分别为 $1\ 041.0\ \text{kN}\cdot\text{mm}^{-1}$ 与 $965.0\ \text{kN}\cdot\text{mm}^{-1}$,T-SFRC试件的实测值与理论值仅相差0.3%。由于试验中C50混凝土板受拉即开裂,因此T-C50试件弹性状态刚度值取理论值。

由表3可知,与各自弹性状态时相比,T-C50与T-SFRC试件混凝土板开裂至0.10 mm时轴向抗拉刚度分别降低49%与24%,开裂至0.20 mm时分别降低51%与40%,表明SFRC可改善组合桥面板裂后拉伸刚度折减程度。

表3 试件轴向抗拉刚度

Tab.3 Axial tensile stiffnesses of specimens

试件编号	$K_0/(\text{kN}\cdot\text{mm}^{-1})$	$K_{0.1}/(\text{kN}\cdot\text{mm}^{-1})$	$K_{0.2}/(\text{kN}\cdot\text{mm}^{-1})$	$1-\frac{K_{0.1}}{K_0}$	$1-\frac{K_{0.2}}{K_0}$
T-C50	1 041.0	530.2	515.4	0.49	0.51
T-SFRC	968.1	735.6	583.5	0.24	0.40

注: K_0 、 $K_{0.1}$ 、 $K_{0.2}$ 分别为弹性状态、混凝土板裂缝宽度达到0.10 mm和0.20 mm时组合板轴向抗拉刚度。弹性状态指混凝土板未开裂时状态。

3 组合板有限元模拟与分析

为进一步分析组合板裂后轴拉刚度变化特点,采用Abaqus建立了考虑材料弹塑性损伤的实体板壳有限元模型,并基于混凝土塑性损伤本构建立了模型中受拉损伤因子与试验中混凝土裂缝宽度的对应关系,为后续参数化分析提供基础。

3.1 组合板有限元模型建立

图8为组合板有限元模型组件与对应模拟单

元。表4列出了有限元模型与试件对应关系。模型M-Steel中无混凝土板,用以考察SFRC板对组合板的受力贡献。模型中钢筋内嵌于混凝土板。在钢板与混凝土板接触面、端板与工装接触面均设置“面-面接触”(切向摩擦系数取0.3,法向设为“硬接触”),并设置Connector单元模拟焊钉连接件。模型采用位移加载方式,在分配梁顶面形心设置刚臂并与分配梁顶面耦合,在刚臂顶点施加轴向位移荷载。地锚底面设置固端约束。

图9为模型中C50混凝土和SFRC的材料本构,材料本构根据混凝土材性试验结果与文献[17-18]得到。模型中引入混凝土塑性损伤本构,包括应力-非弹性应变关系与非弹性应变-损伤因子关系。非弹性应变和损伤因子^[19-20]计算式如下所示:

$$\epsilon_{in} = \epsilon - \frac{\sigma}{E} \quad (1)$$

$$d = 1 - \sqrt{\frac{\sigma}{E\epsilon}} \quad (2)$$

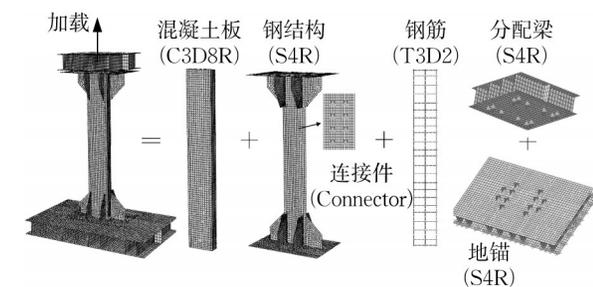
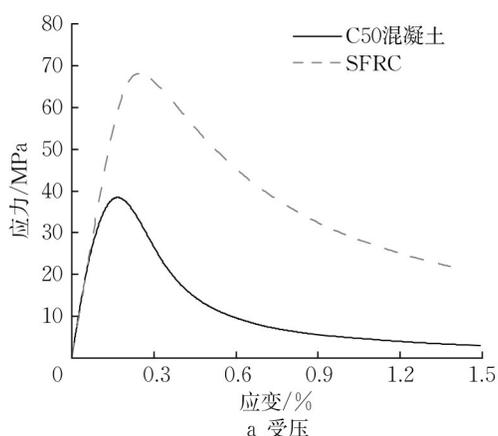


图8 有限元模型组件

Fig.8 Components of finite element model

表4 有限元模型汇总

Tab.4 Summary of finite element models

模型编号	对应试件编号	混凝土材料
M-C50	T-C50	C50混凝土
M-SFRC	T-SFRC	SFRC
M-Steel		

式中: ϵ_{in} 为非弹性应变; d 为损伤因子; ϵ 为应变; σ 为应力; E 为弹性模量。

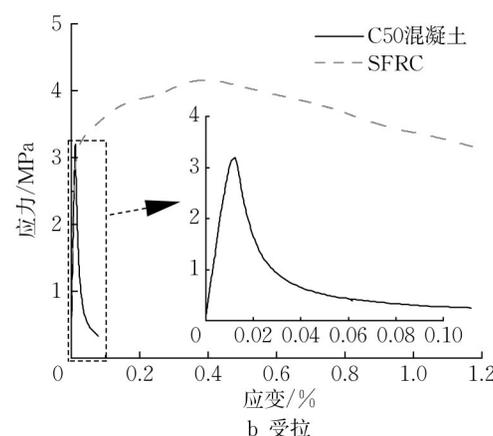


图9 有限元模型中混凝土本构

Fig.9 Constitution of the concrete in finite element models

根据钢材性能试验结果,模型中钢板与钢筋本构均采用三折线模型,泊松比为0.3。模型中焊钉连接件抗剪性能根据文献[21]中得到的试验结果设置,焊钉弹性刚度为 $350 \text{ kN}\cdot\text{mm}^{-1}$,抗剪承载力为76 kN。

3.2 有限元计算结果与分析

图10对比了试验与模拟所得荷载-轴向位移曲线,可见初期刚度与极限承载力较为吻合。表5列出了弹性状态、混凝土板裂缝宽度达0.10 mm与0.20 mm时对应荷载下的有限元模型轴向抗拉刚度。相比于弹性状态,当混凝土板裂缝宽度达0.10 mm时,M-C50与M-SFRC模型轴拉刚度分别降低51%与31%;当裂缝宽度达0.20 mm时,两模型该

值分别降低53%与43%。SFRC组合板裂后轴拉刚度折减程度较小,这与试验结果一致。

图11为3种状态下组合板模型M-C50与M-SFRC相比于纯钢结构模型M-Steel的轴拉刚度贡献比例。剩余贡献定义为模型裂后轴拉刚度贡献比例与弹性状态轴拉刚度贡献比例的比值。当混凝土板裂缝宽度分别达0.10 mm和0.20 mm时,SFRC板对组合板轴拉刚度剩余贡献分别为44%和23%,C50混凝土板对组合板轴拉刚度剩余贡献分别为12%和9%。这表明裂后SFRC板仍对组合板轴拉刚度具有较大贡献,在实际设计中可考虑参与受力。

图12对比了900 kN时试验与模拟所得混凝土

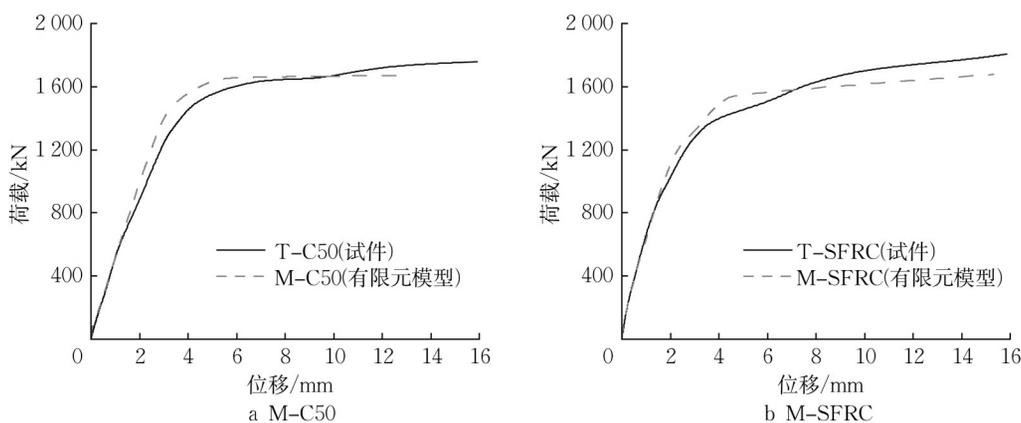


图 10 荷载-轴向位移曲线对比

Fig.10 Load-axial displacement curve

表 5 模型轴向抗拉刚度

Tab.5 Axial tensile stiffnesses of models

模型编号	$K_{M0}/(kN \cdot mm^{-1})$	$K_{M0.1}/(kN \cdot mm^{-1})$	$K_{M0.2}/(kN \cdot mm^{-1})$	$1 - \frac{K_{M0.1}}{K_{M0}}$	$1 - \frac{K_{M0.2}}{K_{M0}}$
M-Steel	464.7	464.6	463.4		
M-C50	1 110.4	542.3	519.8	0.51	0.53
M-SFRC	1 048.9	721.0	596.2	0.31	0.43

注： K_{M0} 、 $K_{M0.1}$ 、 $K_{M0.2}$ 分别代表弹性状态、混凝土板裂缝宽度达 0.10 mm 和 0.20 mm 时有限元模型轴向抗拉刚度。

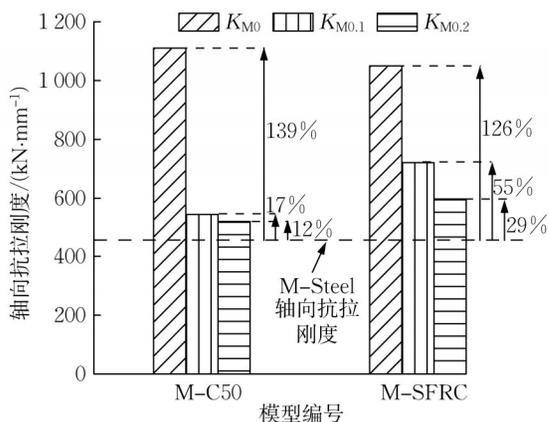


图 11 模型轴向抗拉刚度对比

Fig.11 Comparison of axial tensile stiffnesses between finite element models

板受拉损伤分布。M-C50 模型在多处严重损伤；M-SFRC 模型尚未出现严重损伤，损伤程度由中部向两端均匀递减。模型中受拉损伤分布与试验结果一致。

基于模拟与试验结果建立了 SFRC 受拉损伤因子与裂缝宽度的对应关系，可知 SFRC 初开裂、裂缝宽度达到 0.10 mm 和 0.20 mm 时对应的受拉损伤因子分别为 0.11、0.37、0.62。

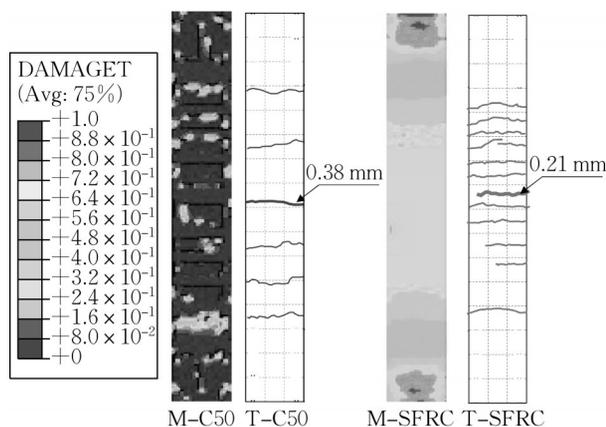


图 12 混凝土受拉损伤对比 (DAMAGET=0: 无损伤；DAMAGET=1: 材料失效)

Fig.12 Comparison of concrete tensile damage (DAMAGET=0: intact; DAMAGET=1: failure)

4 组合桥面板钢箱梁参数分析

由以上分析可知，裂后 SFRC 板仍对组合板轴向抗拉刚度具有较大贡献。为进一步探究钢-SFRC 组合桥面板对连续钢箱梁抗负弯性能的影响，以某中等跨径连续钢箱梁桥为实例，建立负弯矩区节段有限元模型，基于混凝土受拉损伤因子与裂缝宽度对应关系，探究了混凝土板材料、混凝土板厚度、配筋率对主梁负弯矩区节段极限状态、抗弯刚度、混凝土板损伤发展的影响规律。

4.1 钢箱梁有限元模型建立

参考某中等跨径连续钢箱梁桥设计参数，采用 Abaqus 建立组合桥面板钢箱梁有限元模型。为降低计算成本，通过杆系模型确定主梁在自重及二期恒载作用下负弯矩区长度，根据结构对称性建立 1/4 负弯矩区节段有限元模型。图 13 为钢箱梁 1/2 横截

面。图 14 为 1/4 负弯矩区节段有限元模型。

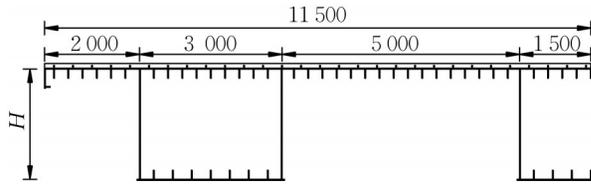


图 13 组合桥面板钢箱梁 1/2 横截面(单位:mm)

Fig.13 Half cross-section of steel box girder with composite bridge deck (unit: mm)

表 6 列出参与参数分析的模型编号与设计参数。A、B、C 类模型分别代表中跨 50、80、100 m 节段模型,节段模型长度分别为 9.0、14.5、19.0 m,模型高分别为 1.6、2.6、3.5 m。模型中焊钉连接件间距为 400 mm。由于前述材性试验所得钢材弹性模量相比常规值较小,为使参数化分析结果具有广泛适用性,节段模型中钢材弹性模量设为 210 GPa,其余

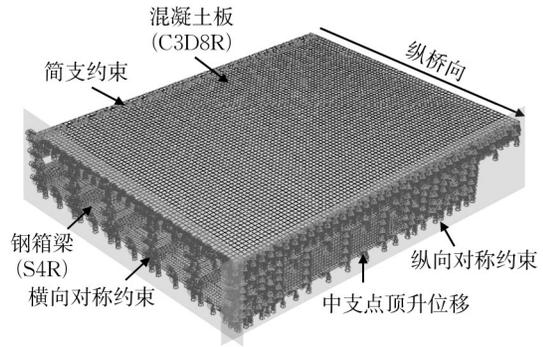


图 14 1/4 负弯矩区节段模型与边界条件

Fig.14 Model and boundary conditions of 1/4 negative bending segment

材料设置与组合板模型一致。模型边界条件如图 14 所示,分别在中支点对称面和横向对称面设置纵向和横向对称约束,在混凝土板一端设置简支约束,在中支点钢底板施加顶升位移以引入负弯矩作用。

表 6 节段模型参数

Tab.6 Segmental models and corresponding parameters

组别	模型编号	混凝土材料	混凝土板厚/mm	配筋率/%	钢顶板厚/mm	钢底板厚/mm
A (中跨 50 m)	AS	纯钢梁				
	AC-T10R2	C50	100	2		
	AF-T8R2	SFRC	80	2		
	AF-T10R2	SFRC	100	2	14	20
	AF-T12R2	SFRC	120	2		
	AF-T10R1	SFRC	100	1		
B (中跨 80 m)	BS	纯钢梁				
	BC-T10R2	C50	100	2		
	BF-T8R2	SFRC	80	2		
	BF-T10R2	SFRC	100	2	16	28
	BF-T12R2	SFRC	120	2		
	BF-T10R1	SFRC	100	1		
C (中跨 100 m)	CS	纯钢梁				
	CC-T10R2	C50	100	2		
	CF-T8R2	SFRC	80	2		
	CF-T10R2	SFRC	100	2	16	32
	CF-T12R2	SFRC	120	2		
	CF-T10R1	SFRC	100	1		
	CF-T10R3	SFRC	100	3		

注:模型编号中第 2 个字母 S 代表纯钢箱梁、C 代表配有 C50 混凝土板、F 代表配有 SFRC 板;T 代表混凝土板厚(单位:cm);R 代表配筋率(单位:%)。

4.2 参数分析与讨论

4.2.1 混凝土材料影响

(1) 极限承载力

图 15 为中跨 50 m (A 组) 主梁节段模型荷载-位移曲线。位移取中支点处顶升值,荷载取中支点处反力。由图 15 可见,C50 混凝土组合桥面板与 SFRC 组合桥面板对钢箱梁负弯承载力无明显贡

献,极限承载力提高幅度小于 1%。这是由于极限状态下混凝土板受拉损伤严重,承载力由中支点钢结构屈服控制。B 组、C 组节段模型分析结果一致。

(2) 混凝土板受拉损伤发展

图 16 为 A 组 SFRC 组合桥面板主梁节段模型裂缝宽度达 0.20 mm (SFRC 受拉损伤因子达 0.62) 时与同一荷载等级下 C50 混凝土组合桥面板主梁节段

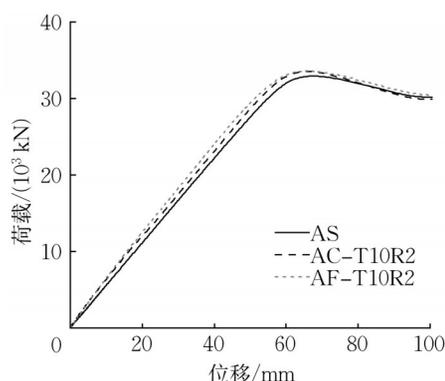


图15 A组不同混凝土材料模型荷载-位移曲线

Fig.15 Load-displacement curves of models with different concrete materials in Group A

模型的受拉损伤分布。由图16可见,主梁节段模型损伤分布特点与组合板模型在偏拉荷载作用下表现一致。C50混凝土板损伤严重,材料失效区域呈带状分布;SFRC板损伤较小,而且应变硬化特性材料失效区在纵向呈均匀过渡。表7为部分节段模型初开裂荷载值,配有SFRC板的模型初开裂荷载相比配有C50混凝土板的模型提高39%以上。以上现象表明相比于C50混凝土,SFRC可显著提高连续钢箱梁负弯矩区抗裂性能。

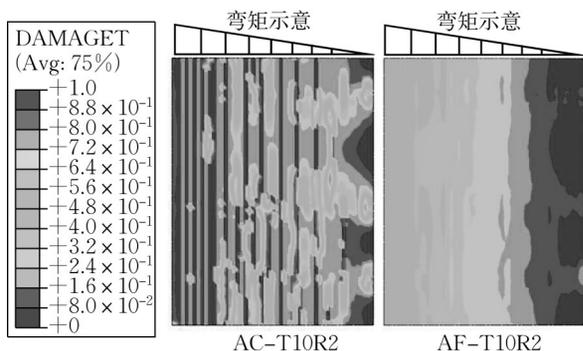


图16 A组不同混凝土材料模型受拉损伤(DAMAGET=0:无损伤;DAMAGET=1:材料失效)

Fig.16 Concrete tensile damage of models with different concrete materials in Group A (DAMAGET=0: intact; DAMAGET=1: failure)

(3)主梁抗弯刚度

主梁抗弯刚度定义为如图15所示荷载-位移曲线上对应点与原点的割线斜率。表8列出了SFRC组合板主梁节段模型弹性状态、裂缝宽度达0.10 mm和0.20 mm时对应荷载下各模型抗弯刚度。弹性状态为混凝土无损伤阶段最大荷载时刻。

相比弹性状态,当混凝土板裂缝宽度分别达0.10 mm和0.20 mm时,C50混凝土组合板主梁抗

表7 不同混凝土材料模型初开裂荷载

Tab.7 Initial cracking load of models with different concrete materials

模型编号	初开裂荷载/kN	增长率/%
AC-T10R2	5 622	
AF-T10R2	8 355	48.6
BC-T10R2	6 653	
BF-T10R2	9 691	45.7
CC-T10R2	6 923	
CF-T10R2	9 639	39.3

注:增长率计算以C50混凝土组合板节段模型初开裂荷载为基准值。

弯刚度分别降低约16%和20%,SFRC组合板主梁抗弯刚度分别降低约11%和18%,SFRC板裂后大应变拉伸硬化发挥作用。

图17为在3种状态下组合桥面板钢箱梁模型相比于纯钢梁模型的抗弯刚度贡献比例。剩余贡献定义为模型裂后抗弯刚度贡献比例与弹性状态抗弯刚度贡献比例的比值。当混凝土板裂缝宽度分别达0.10 mm和0.20 mm时,SFRC组合桥面板对主梁抗弯刚度剩余贡献为48%和19%,C50混凝土组合桥面板该值为22%和13%,SFRC组合桥面板裂后抗弯刚度剩余贡献约为C50组合桥面板的2倍,这表明裂后SFRC组合桥面板对连续钢箱梁抗弯刚度具有较大贡献。

表8 不同混凝土材料模型主梁抗弯刚度

Tab.8 Bending stiffness of models with different concrete materials

模型编号	$K_{B0}/(\text{kN}\cdot\text{mm}^{-1})$	$K_{B0.1}/(\text{kN}\cdot\text{mm}^{-1})$	$K_{B0.2}/(\text{kN}\cdot\text{mm}^{-1})$	$1 - \frac{K_{B0.1}}{K_{B0}}$	$1 - \frac{K_{B0.2}}{K_{B0}}$
AS	561	555	549		
AC-T10R2	693	583	568	0.16	0.18
AF-T10R2	681	609	576	0.11	0.16
BS	658	648	626		
BC-T10R2	802	677	629	0.15	0.21
BF-T10R2	789	702	636	0.11	0.19
CS	465	461	448		
CC-T10R2	570	473	451	0.17	0.21
CF-T10R2	561	495	455	0.12	0.19

注: K_{B0} 、 $K_{B0.1}$ 、 $K_{B0.2}$ 分别代表SFRC主梁节段模型在弹性状态、裂缝宽度达0.10 mm和0.20 mm时对应荷载下各模型主梁抗弯刚度。弹性状态为混凝土无损伤阶段最大荷载时刻。

4.2.2 SFRC板厚影响

(1)极限承载力

图18为不同SFRC板厚(80、100、120 mm)中跨50 m(A组)主梁节段模型荷载-位移曲线,可见增加SFRC板厚对模型荷载-位移曲线的影响几乎可以忽略。B组、C组模型计算结果一致。

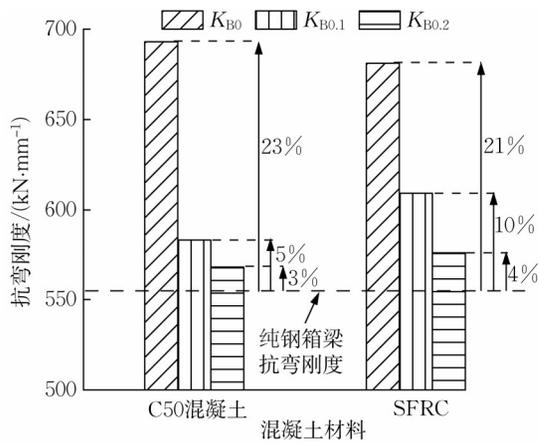


图 17 A 组不同混凝土材料模型抗弯刚度贡献

Fig.17 Contribution of bending stiffness of models with different concrete materials in Group A

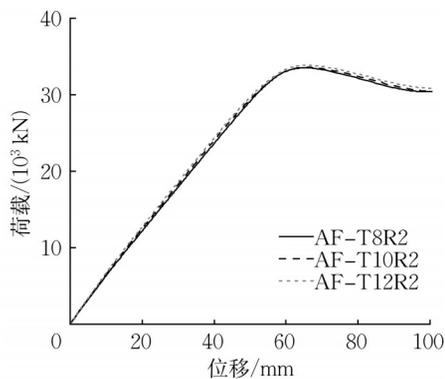


图 18 A 组不同 SFRC 板厚模型荷载-位移曲线

Fig.18 Load-displacement curves of models with different SFRC slab thicknesses in Group A

(2)SFRC 板受拉损伤发展

图 19 为 3 种 SFRC 板厚中跨 50 m 主梁节段模型裂缝宽度达到 0.20 mm 时模型受拉损伤对比,可见增加板厚可明显改善 SFRC 板损伤程度。此外,对比 3 种板厚下模型初开裂荷载可知,板厚每增加 20 mm,开裂荷载可提高 2%~3%,这表明增加 SFRC 板厚有利于提高连续钢箱梁负弯矩区抗裂性能。

(3)主梁抗弯刚度

图 20 为不同 SFRC 板厚主梁节段模型在弹性状态与裂缝宽度达 0.10 mm 时的抗弯刚度,可见 SFRC 板裂缝宽度达 0.10 mm 时较弹性状态时主梁节段模型抗弯刚度下降约 11%。此状态下,SFRC 组合桥面板主梁抗弯刚度较纯钢箱梁模型大 7%~11%。这表明当 80~120 mm 厚 SFRC 组合桥面板钢箱梁开裂至 0.10 mm 时可考虑 11% 的主梁抗弯刚度折减。

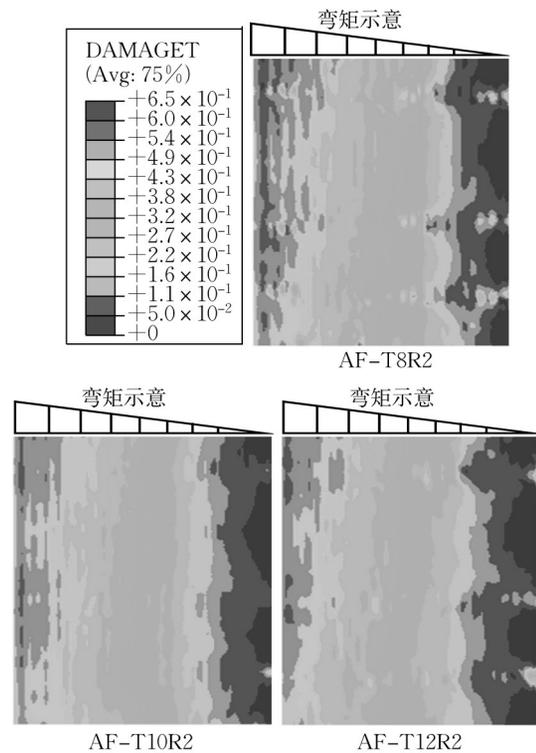


图 19 A 组不同 SFRC 板厚模型受拉损伤 (DAMAGET=0: 无损伤;DAMAGET=1:材料失效)

Fig.19 Concrete tensile damage of models with different SFRC slab thicknesses in Group A (DAMAGET=0: intact; DAMAGET=1: failure)

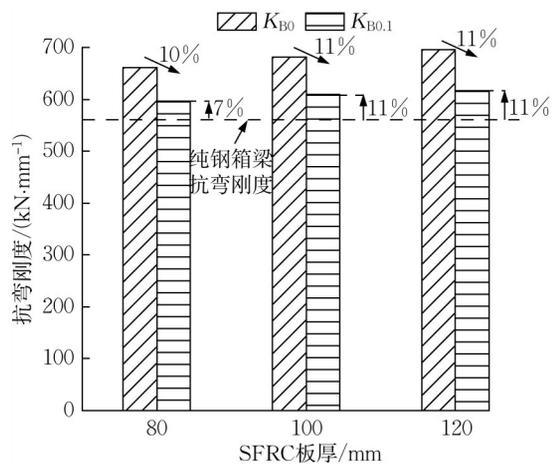


图 20 A 组不同 SFRC 板厚模型抗弯刚度

Fig.20 Bending stiffnesses of models with different SFRC slab thicknesses in Group A

4.2.3 配筋率影响

根据参数分析结果,配筋率由 1% 增至 3%,主梁节段模型荷载-位移曲线基本一致,模型抗弯刚度略有提高,极限承载力大致相等。增大配筋率可减缓 SFRC 板损伤程度,但开裂荷载无明显提高,即增大配筋率可减轻 SFRC 裂后损伤发展。此外,增大

配筋率后主梁抗弯刚度无明显增长,刚度折减程度基本一致。以上现象表明,增大配筋率可改善SFRC板损伤程度,而对提高主梁抗弯刚度作用较小。

5 结论

(1)根据偏拉试验结果,钢-混凝土组合板试件在偏拉荷载作用下的破坏形态为混凝土严重开裂与钢结构全截面屈服,混凝土板对组合板偏拉极限承载力无明显贡献。SFRC板裂缝分布相比C50混凝土板更为密集,但裂缝宽度较小。

(2)结合试验及有限元分析可知:裂后SFRC板对组合板轴向抗拉刚度贡献远大于C50混凝土。与弹性状态相比,当混凝土板裂缝宽度分别达0.10 mm与0.20 mm时,SFRC板对组合桥面板轴向抗拉刚度剩余贡献分别为44%和23%,C50混凝土板剩余贡献分别为12%与9%,表明裂后SFRC可参与受力。

(3)根据C50混凝土与SFRC主梁节段模型计算结果,模型中混凝土板开裂特征与组合板在偏拉荷载作用下的开裂特征一致。SFRC组合桥面板钢箱梁开裂荷载较C50混凝土可提高39%以上,主梁抗裂性能明显改善。当混凝土板裂缝宽度达到0.10 mm与0.20 mm时,SFRC组合桥面板对主梁抗弯刚度剩余贡献为48%与19%,约为C50混凝土组合桥面板的2倍。因此,裂后SFRC板对主梁刚度贡献具有较大价值。

(4)SFRC板厚参数分析结果表明,在钢箱梁上增设80~120 mm厚SFRC板,当SFRC板裂缝宽度达0.10 mm时主梁抗弯刚度约下降11%,此状态下组合桥面板主梁抗弯刚度相比纯钢箱梁可提高7%~11%。

(5)配筋率参数分析结果表明,配筋率由1%增大至3%可改善SFRC板损伤程度,但对提高主梁开裂荷载与抗弯刚度作用较小。

作者贡献声明:

徐晨:指导试验设计,数据分析,论文写作与修改。

徐艺:试验数据分析,数值模拟及论文的写作与修改。

郝林:指导试验设计,数据分析

孙旭霞:指导试验设计,数据分析。

张乐朋:指导数值模拟,论文写作与修改。

参考文献:

- [1] 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: 14.
ZHANG Qinghua, BU Yizhi, LI Qiao. Review of fatigue problems of orthotropic steel bridge deck[J]. China Journal of Highway and Transport, 2017, 30: 14.
- [2] 邵旭东,曹君辉,易笃韬,等. 正交异性钢板-薄层RPC组合桥面板基本性能研究[J]. 中国公路学报, 2012, 25: 40.
SHAO Xudong, CAO Junhui, YI Dutao, *et al.* Research on basic performance of composite bridge deck system with orthotropic steel deck and thin RPC layer[J]. China Journal of Highway and Transport, 2012, 25: 40.
- [3] 李嘉,冯啸天,邵旭东,等. 正交异性钢桥面-RPC薄层组合铺装体系研究[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2012, 39: 7.
LI Jia, FENG Xiaotian, SHAO Xudong, *et al.* Research on composite paving system with orthotropic steel bridge deck and thin RPC layer [J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2012, 39: 7.
- [4] 李文光,邵旭东,方恒,等. 钢-UHPC组合板受弯性能的试验研究[J]. 土木工程学报, 2015, 48: 93.
LI Wenguang, SHAO Xudong, FANG Heng, *et al.* Experimental study on flexural behavior of steel-UHPC composite slabs [J]. China Civil Engineering Journal, 2015, 48: 93.
- [5] JIANG X, YUAN Y, WU C, *et al.* Fatigue life assessment of orthotropic steel deck with UHPC pavement [J]. Journal of Engineering, 2017, 2017: 8413607.
- [6] 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, 49: 711.
DENG Lu, XIAN Yalan, SHAO Xudong. Fatigue reliability assessment of light-weighted steel-UHPC composite bridge deck [J]. Journal of Central South University (Science and Technology), 2018, 49: 711.
- [7] YE Huawen, YANG Zhe, HAN Bing, *et al.* Failure mechanisms governing fatigue strength of steel-SFRC composite bridge deck with U-ribs [J]. Journal of Bridge Engineering, 2021, 26: 1.
- [8] LUO J, SHAO X D, CAO J H, *et al.* Transverse bending behavior of the steel-UHPC lightweight composite deck: orthogonal test and analysis[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2019, 162: 1.
- [9] LUO J, SHAO X D, FAN W, *et al.* Flexural cracking behavior and crack width predictions of composite (steel+UHPC) lightweight deck system [J]. Engineering Structures, 2019, 194: 1.
- [10] 张清华,张鹏,刘益铭,等. 新型大纵肋正交异性组合桥面板力学性能研究[J]. 桥梁建设, 2017, 47: 30.
ZHANG Qinghua, ZHANG Peng, LIU Yiming, *et al.* Study of mechanical behavior of new type of orthotropic composite bridge deck with large longitudinal U ribs [J]. Bridge Construction, 2017, 47: 30.

- [11] 徐晨,张乐朋,江震,等.短焊钉布置对超高性能混凝土组合桥面板抗弯性能影响[J].同济大学学报(自然科学版),2021,49:1088.
XU Chen, ZHANG Lepeng, JIANG Zhen, *et al.* Effects of short stud arrangement on flexural behavior of ultra-high performance concrete composite bridge decks [J]. Journal of Tongji University(Natural Science), 2021, 49: 1088.
- [12] 赵秋,陈平,陈宝春,等.装配式钢-UHPC组合桥面板设计及性能研究[J].桥梁建设,2018,48:94.
ZHAO Qiu, CHEN Ping, CHEN Baochun, *et al.* Study of trial design and performance of assembled steel and UHPC composite bridge deck[J]. Bridge Construction, 2018, 48: 94.
- [13] 田启贤,高立强,周尚猛.超高性能混凝土-钢正交异性板组合桥面受力性能研究[J].桥梁建设,2017,47:13.
TIAN Qixian, GAO Liqiang, ZHOU Shangmeng. Study of mechanical behavior of composite bridge deck with ultra high performance concrete and orthotropic steel plate [J]. Bridge Construction, 2017, 47: 13.
- [14] 中国建筑科学研究院.普通混凝土力学性能试验方法标准:GB/T50081—2002[S].北京:中国建筑科学研究院,2002.
China Academy of Building Research. Standard for test method of mechanical properties on ordinary concrete: GB/T50081—2002 [S]. Beijing: China Academy of Building Research, 2002.
- [15] 中国工程建设标准化协会.纤维混凝土试验方法标准:CECS 13:2009[S].北京:中国工程建设标准化协会,2009.
China Association for Engineering Construction Standardization. Standard test methods for fiber reinforced concrete: CECS 13: 2009 [S]. Beijing: China Association for Engineering Construction Standardization, 2009.
- [16] 中国钢铁工业协会.金属材料室温拉伸试验方法:GB/T 228—2010[S].北京:中国钢铁工业协会,2010.
China Iron and Steel Association. Metallic materials. Tensile testing at ambient temperature: GB/T 228—2010[S]. Beijing: China Iron and Steel Association, 2010.
- [17] 中华人民共和国住房和城乡建设部.混凝土结构设计规范:GB 50010—2010[S].北京:中华人民共和国住房和城乡建设部,2010.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Code for design of concrete structures: GB 50010—2010[S]. Beijing: Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China, 2010.
- [18] 吕西林,张颖,年学成.钢纤维高强混凝土在单调和重复荷载作用下轴压应力-应变曲线试验研究[J].建筑结构学报,2017,38:135.
LÜ Xilin, ZHANG Ying, NIAN Xuecheng. Experimental study on stress-strain curves for high-strength steel fiber reinforced concrete under monotonic and repeated compressive loadings[J]. Journal of Building Structures, 2017, 38: 135.
- [19] LEE J, FENVES G L. Plastic model for cyclic loading of concrete structures [J]. Journal of Engineering Mechanics, 1998, 124: 892.
- [20] 田连波,侯建国.ABAQUS中混凝土塑性损伤因子的合理取值研究[J].湖北大学学报(自然科学版),2015,37:340.
TIAN Lianbo, HOU Jianguo. Reasonable plastic damaged factor of concrete damaged plastic model of ABAQUS [J]. Journal of Hubei University (Natural Science), 2015, 37: 340.
- [21] 张渤雨.后结合钢-UHPC组合桥面板收缩效应及静力性能试验研究[D].上海:同济大学,2020.
ZHANG Boyu. Experimental study on shrinkage effect and static performance of steel UHPC composite deck [D]. Shanghai: Tongji University, 2020.