文章编号:1674-2974(2026)03-0001-15 DOI:10.16339/j.cnki.hdxbzkb.2026019

型钢-UHPC组合梁抗弯性能研究

邵旭东[1,2†],曹学琳[1,2],赵旭东[1,2],曹君辉[1,2]
(1. 湖南大学 土木工程学院,湖南 长沙 410082;
2. 湖南大学 桥梁工程安全与韧性全国重点实验室,湖南 长沙 410082)

摘 要:针对钢梁高度占比对型钢-UHPC组合梁抗弯性能的影响,设计制作3个不同钢梁高度的组合梁,并采用四点加载方式完成抗弯性能测试.试验结果表明:所有试件均发生弯曲破坏,破坏特征表现为钢梁全截面屈服,UHPC顶板压溃;当钢梁高度占比由0.243提升至0.5时,组合梁的极限抗弯承载力提升了48.11%.此外,钢梁高度占比的增大可增强组合梁抗裂性能,具体体现为初裂荷载提高、最大裂缝宽度减小;与此同时,组合梁界面相对滑移增加了31.3%.基于弹塑性计算理论,提出利用截面内力计算模型,用于预测型钢-UHPC组合梁抗弯承载力,该模型计算所得的组合梁初裂荷载、屈服荷载及极限荷载与试验结果基本吻合,验证了分析模型是可靠的.

关键词:桥梁工程;抗弯强度;型钢-UHPC组合梁;静力分析;热轧型钢
中图分类号:U443.35 **文献标志码**:A

Study on flexural behavior of steel-UHPC composite beams

SHAO Xudong[1,2†], CAO Xuelin[1,2], ZHAO Xudong[1,2], CAO Junhui[1,2]
(1. College of Civil Engineering, Hunan University, Changsha 410082, China;
2. State Key Laboratory of Bridge Engineering Safety and Resilience, Hunan University, Changsha 410082, China)

Abstract: To investigate the influence of steel beam height ratio on the flexural performance of steel-UHPC composite beams, three composite beams with different steel beam heights were designed and fabricated, and their flexural performance was tested using a four-point loading method. The test results indicate that all specimens undergo bending failure, and they are characterized by the yielding of the entire steel beam section and the crushing of the UHPC top slab. When the steel beam height ratio is increased from 0.243 to 0.5, the ultimate bending capacity of the composite beam is improved by 48.11%. In addition, an increase of the steel beam height ratio can enhance the crack resistance performance of composite beams, specifically resulting in an increase of initial crack load and a decrease in maximum crack width. At the same time, the relative slip at the interface of the composite beam is increased by 31.3%. Based on the theory of elastic-plastic calculation, a section internal force calculation model was proposed to predict the flexural bearing capacity of steel-UHPC composite beams. The initial crack load, yield load, and ultimate load calculated by the model are basically consistent with the experimental results, which is verified that the analytical model is reliable.

* **收稿日期**:2025-02-11
基金项目:国家自然科学基金资助项目(52378236), National Natural Science Foundation of China(52378236)
作者简介:邵旭东(1961—),男,浙江富阳人,湖南大学教授,工学博士
† 通信联系人,E-mail: shaoxd@vip.163.com

Key words: bridge engineering; flexural strength; steel-UHPC composite beam; static analysis; hot-rolled steel

钢-混凝土组合结构兼具钢结构和混凝土结构的优势,在土木工程领域得到了广泛应用[1-3]. 相对于钢结构,钢-混凝土组合结构可以降低用钢量、节约成本,混凝土桥面板通过剪力连接件与钢梁结合,可提高受压区域钢梁的稳定性[4]. 与混凝土结构相比,钢-混凝土组合结构能有效降低上部结构高度与自重,提升结构跨越能力和桥下净空,具备更高的延性[5]. 钢-混凝土组合梁桥凭借工业化程度高、施工速度快、构件更换便捷等优势在中小跨径桥梁中得以广泛应用[6]. 由于混凝土抗拉强度低,钢-混凝土组合梁仍面临桥面板易开裂、结构耐久性不足、运维成本高等问题[7],此外,还存在预制桥面板湿接缝多[8]、钢结构焊接工作量大[9]等问题,这制约了钢-混凝土组合结构的进一步发展. 高性能材料的应用和新型结构型式的研发有望解决上述问题,并推动组合结构的发展.

超高性能混凝土(ultra-high performance concrete, UHPC)是一种新型水泥基复合材料,与普通混凝土相比,UHPC具有超高的抗压强度、良好的抗拉性能和耐久性[10-17]. 钢纤维的掺入可抑制UHPC内部微裂缝的扩展[18],钢纤维体积掺量2%的UHPC表现出拉伸应变硬化特性,增强了UHPC的韧性. 因UHPC所具有的上述优异性能,国内外部分学者探索将其应用于组合结构中,形成钢-UHPC组合结构,并开展了相关研究. 刘君平等[19]制作了钢-UHPC组合梁和钢-普通混凝土组合梁模型进行抗弯性能对比研究,发现采用UHPC相比于采用普通混凝土在相同承载力下桥面板厚度更小、延性更好、滑移更小. 邓舒文等[20]提出一种全预制钢-UHPC轻型组合桥并对其承载力进行分析,结果表明新型钢-UHPC组合梁在保证足够承载力的基础上可以显著降低桥梁高跨比,减轻自重. 朱劲松等[21]针对4个钢-UHPC华夫板组合梁试件进行抗剪试验,发现钢纤维可以显著提高组合梁抗剪承载力和变形能力,并提出了综合考虑纵肋和钢纤维影响的组合梁承载力计算公式. 对于钢-UHPC组合结构,确保钢材与UHPC界面的可靠连接是结构协同受力的关键. 为深入研究超高性能混凝土中短栓钉抗剪性能,李萌等[22]设计并完成了9组静力推出试验,研究焊缝形式、短栓钉直径、短栓钉高度与UHPC强度对短栓钉抗剪性能的影响,并提出UHPC组合梁中短栓钉抗剪强度与抗剪刚度计算公式. 此外,Tu等[23]设计并制作了钢板-UHPC-NC组合梁与UHPC-NC组合梁进行抗弯性能对比试验,结果表明钢板-UHPC-NC组合梁在经济效益、抗裂性、装配化等方面具有显著优势. 这些研究均表明钢-UHPC组合梁在桥梁领域有广阔的应用前景.

在传统钢-混凝土组合梁中,钢梁采用焊接钢结构,存在焊接工作量大、成本高、易引入焊接疲劳细节等不足. 型钢作为成品钢结构,不仅可以显著降低焊接工作量,而且造价更低[24]. 但将型钢应用于传统钢-混凝土组合梁,存在梁高受型钢规格限制、受压区型钢不能充分发挥作用等问题,因而实际工程很少采用. 作者团队研发了一种超高性能混凝土(UHPC)T梁与热轧型钢上下相结合的组合梁,这种新结构使得主梁高度不再受型钢高度的限制,从而大幅度扩大了型钢组合梁的跨径适用范围,新结构将型钢完全置于拉应力区,可使型钢物尽其用. 由于截面中性轴位于UHPC腹板内,承受正弯矩时部分UHPC腹板受拉,因而可利用UHPC的应变硬化特性以防出现宏观裂缝.

目前,国内外学者对钢-UHPC组合梁的设计研究较为深入,但对型钢-UHPC组合梁力学性能的研究鲜有报道,尤其是钢梁高度占比对型钢-UHPC组合梁抗弯性能的影响,还未有相关的研究. 因此,为研究钢梁高度占比对组合梁抗弯性能的影响,本文设计并完成了3个组合梁试件的四点弯曲试验,关注不同试件荷载-挠度响应、破坏模式、应变发展规律、裂缝分布形式以及滑移响应,分析组合梁不同高度占比下的力学表现形式. 针对型钢-UHPC组合梁建立“条带法”截面分析模型. 试验结果与理论推导可为型钢-UHPC组合梁的设计提供参考.

1　试验方案

1.1　试件设计及制作

设计并制作了3个梁总高度一致的型钢-UHPC组合梁试件,依次命名为Lcb1~Lcb3,组合截面由不同高度T形UHPC截面和H型钢截面组成,二者通过栓钉连接,如图1所示,选择规格为HM200×150、HN300×150和HN400×150的型钢,高度依次为194、300、400 mm. 组合梁总高度为800 mm,型钢高度占主梁总高分别为0.243、0.375、0.5. 试件全长为5 900 mm,计算跨径5 800 mm,试件的具体设计参数如表1所示.UHPC顶板内布置7根直径为10 mm、间距90 mm的纵向钢筋;横向钢筋采用直径10 mm钢筋,间距100 mm;腹板最下层纵向钢筋采用直径16 mm钢筋,沿着腹板高度向上每隔150 mm布置直径10 mm的纵筋;箍筋采用直径16 mm的钢筋,弯剪段内间距为160 mm,纯弯段内间距为200 mm. 钢筋均采用HRB400等级钢筋. 为确保UHPC-T梁和钢梁之间的可靠连接,采用直径16 mm、高度50 mm的栓钉,纵、横向间距分别为80、60 mm. 为避免加载过程中在支撑位置发生局部屈曲,在端部设置厚100 mm的横隔板. 此外,在加载位置设置80 mm厚横隔板,以便在加载过程中最大限度地减小试件的横向偏心.

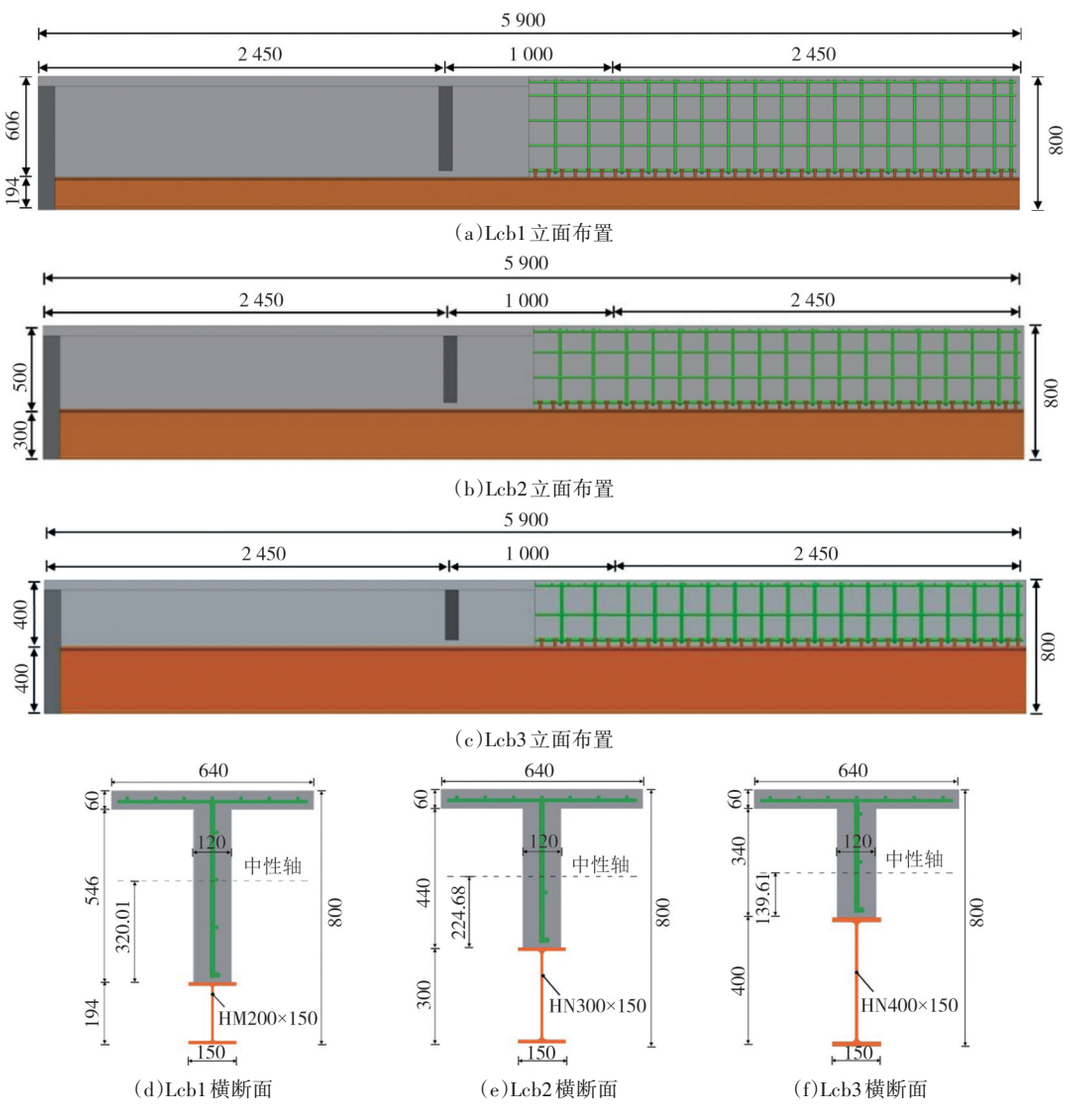


图1　试件构造示意(单位:mm)

Fig.1　Schematic diagram of specimens (unit: mm)

试件的制作流程如图2所示,包括焊接栓钉、绑扎钢筋、制作试件模板、浇筑UHPC并按标准条件养护,待试件硬化后拆模并进行高温蒸汽养护. 试件浇筑过程中同时浇筑材性试块,包括6个用于

表1 试件主要设计参数

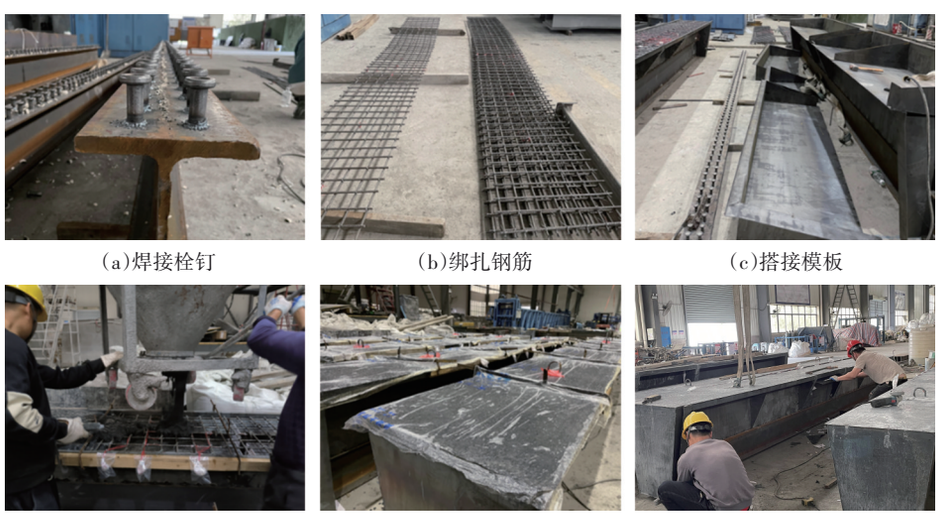
Tab.1 Main design parameters of the specimens

试件编号	试件长/mm	梁总高/mm	钢梁高/梁总高	截面惯性矩/(10^9 mm^4)	中性轴与结合面距离/mm
Lcb1	5 900	800	0.243	7.25	320.01
Lcb2	5 900	800	0.375	6.21	224.68
Lcb3	5 900	800	0.5	6.71	139.61

测定UHPC抗压强度的立方体试块(100 mm×100 mm×100 mm)、6个用于测定UHPC弹性模量及轴心抗压强度的棱柱体试块(100 mm×100 mm×300 mm)、4个用于测定UHPC抗拉强度的哑铃形轴拉试块,材性试块与组合梁一同养护.

1.2 材料性能

浇筑试件所采用的UHPC标号为UC140,配合比见表2,其中水泥采用P·O 42.5级硅酸盐水泥,初凝时间188 min,终凝时间236 min,3 d抗压强度≥21.3 MPa,28 d抗压强度≥48.6 MPa,水胶比为0.19.UHPC采用了两种不同类型的钢纤维,一种是0.15 mm×13 mm(直径×长度,下同)、体积掺量1.0%的直纤维,另一种是0.22 mm×14 mm、体积掺量1.0%的端勾纤维.测试方法参照《活性粉末混凝土》(GB/T 31387—2015),如图3所示,UHPC拉伸应力-应变关系如图4所示,UHPC抗压强度、弹性模量和抗拉强度测试结果见表3.



(a)焊接栓钉 (b)绑扎钢筋 (c)搭接模板

(d)浇筑UHPC (e)养护 (f)拆模

图2 试件制作流程

Fig.2 Production process of specimens

表2 UHPC材料配合比

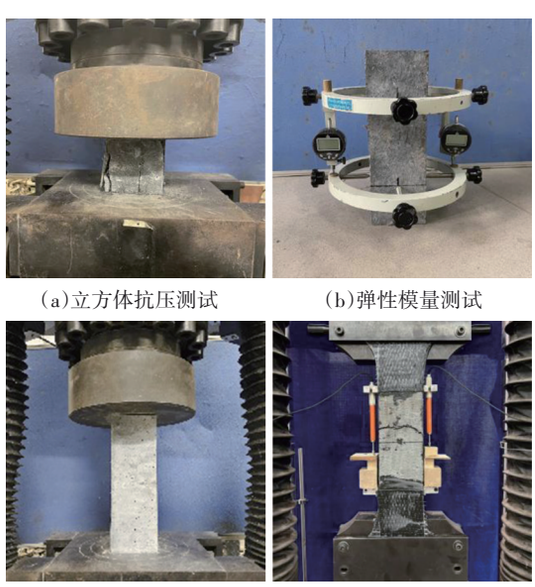
Tab.2 Mix proportions of UHPC kg·m^{-3}

材料类别	水泥	硅灰	细集料	减水剂	水	钢纤维
总量	830	210	1 130	27	196	118

试件中所用钢筋标号均为HRB400,钢材强度等级为Q355B,钢材的材料性能测试结果见表4,测试方法参考《金属材料 拉伸试验 第1部分:室温试验方法》(GB/T 228.1—2021)[25].

1.3 试件加载及量测方案

试件加载示意图如图5所示,试验采用承载能力300 t、行程200 mm的电动液压千斤顶,通过分配梁对试件施加四点弯曲荷载,两加载点间距离为1 000 mm. 试件一端采用固定铰支座,另一端采用滚动支座,两支座间距离为5 800 mm. 初始阶段采用5 kN每级的荷载控制方式加载,当钢梁全截面屈服



(a)立方体抗压测试 (b)弹性模量测试

(c)棱柱体抗压测试 (d)轴拉测试

图3 材料特性试验

Fig.3 Material mechanical tests

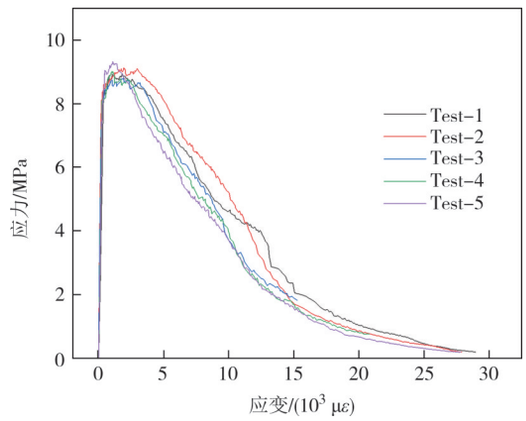


图4　UHPC轴拉应力-应变关系

Fig.4　UHPC axial tensile stress-strain relationship

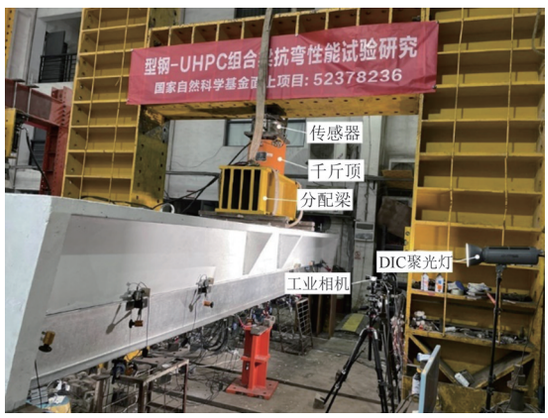


图5　试件加载示意

Fig.5　Specimens loading schematic

表3　UHPC力学性能

Tab.3　Mechanical properties of UHPC

材料属性	平均值
弹性模量/GPa	47.8
立方体抗压强度/MPa	163.8
棱柱体抗压强度/MPa	142.9
轴向拉伸初裂强度/MPa	6.06
轴向拉伸极限强度/MPa	8.96

表4　钢材力学性能

Tab.4　Mechanical properties of steel

材料类型	位置	厚度或直径/mm	弹性模量/GPa	屈服强度/MPa	极限强度/MPa
HM200×150	翼缘	9	206	386.8	544.2
	腹板	6	206	392.5	535.4
HN300×150	翼缘	13	206	378.4	538.4
	腹板	6.5	206	391.1	532.4
HN400×150	翼缘	13	206	378.4	538.4
	腹板	8	206	389.7	548.6
钢筋		10	200	—	660.5
		16	200	405	538

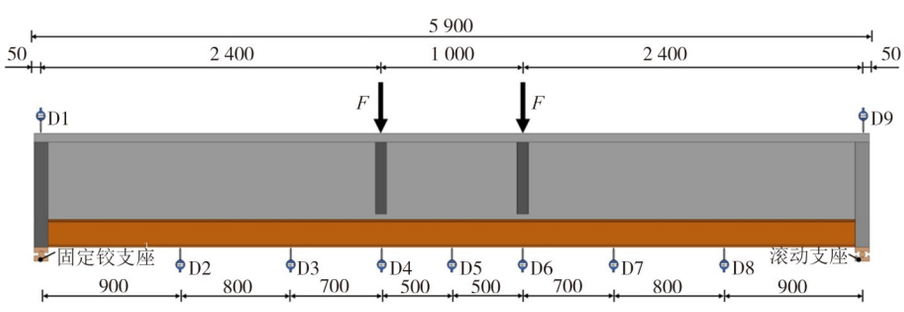
后改用位移控制方式加载,放置在千斤顶上方的传感器测量和记录加载过程中的荷载、挠度、应变、滑移响应及裂缝发展趋势.

试件表面应变和裂缝分别通过应变片和数字图像相关(digital image correlation,DIC)技术采集,DIC技术是一种非接触测量技术,通过分析主拉应变场位移的不连续性,标记裂缝两侧端点,测量它们的相对位移,精确计算裂缝宽度,捕捉裂缝发展.本次试验中DIC系统采用5 238 pixel×3 040 pixel的工业相机拍摄,实现了0.01 mm的位移测量分辨率.试件纯弯段区域内应变测点布置如图6所示,竖向挠度数据通过千分表测得,在试件表面安装了12个数字千分表,其中9个千分表(命名为D1~D9)用于测量试件竖向位移,3个千分表(S1~S3)布置于UHPC腹板底部,作为引伸计获取平均应变,测点布置如图6(a)所示,各片梁采用相同的千分表布置方式,以Lcb1布置方式为示意.

2　试验结果与分析

2.1　破坏模式

试件Lcb1~Lcb3纯弯段破坏模式如图7所示.试件Lcb1~Lcb3均为典型弯曲破坏,在纯弯段区域,UHPC腹板处可观察到3~5条主裂缝和许多弯曲微裂缝.在试验过程中随着荷载的增加,纯弯段裂缝从栓钉位置开始出现,沿腹板高度方向发展,最后扩展



(a)加载装置及千分表布置

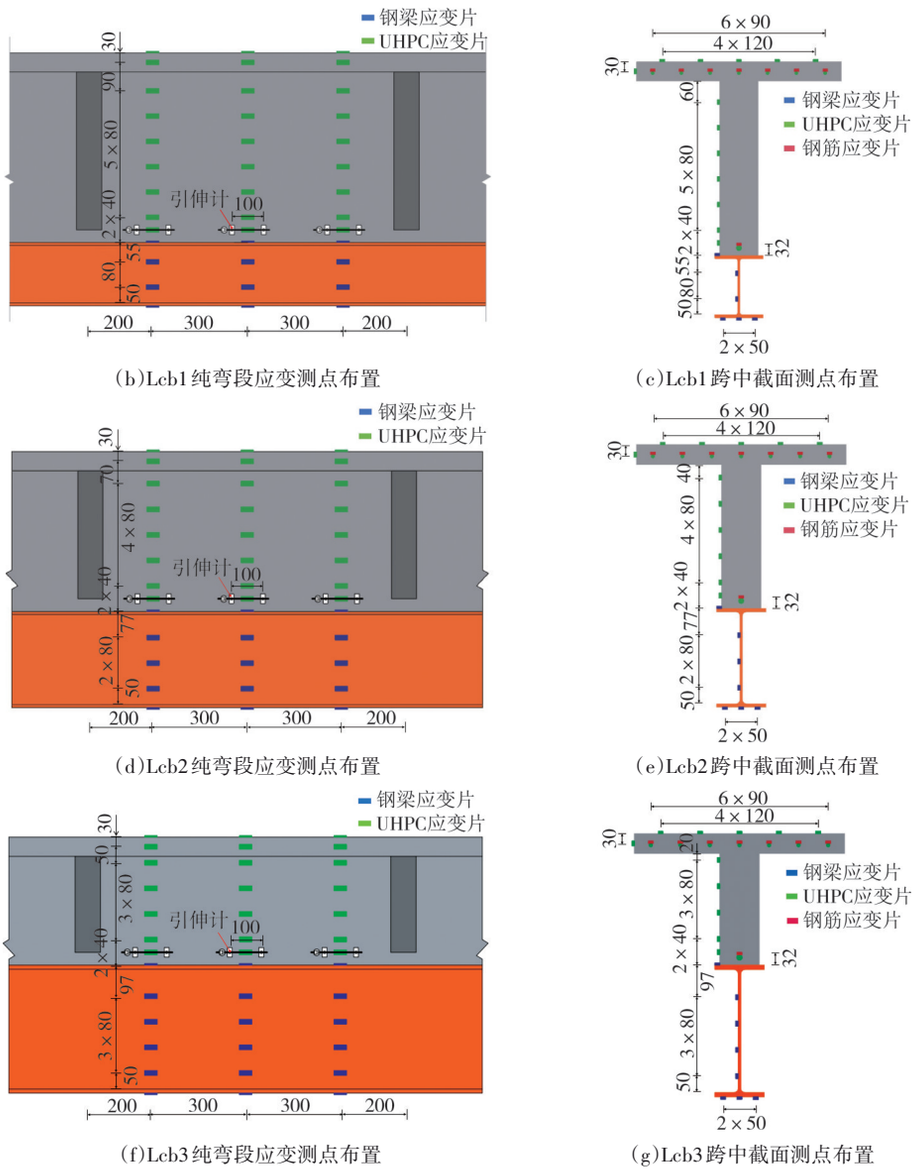


图6 试件量测方案(单位:mm)

Fig.6 Measurement scheme for specimens(unit:mm)

到UHPC顶板位置.此外,型钢底板率先达到屈服状态,中性轴逐渐向上移动,当型钢全截面屈服后进入塑性段,伴随着竖向挠度继续增加,除Lcb1加载到平台段后因滚动支座位移不足,为保证试验安全停止加载外,Lcb2、Lcb3均出现UHPC顶板压溃,试件最终破坏.

根据试验数据绘制荷载-跨中挠度曲线如图8(a)所示.图8(b)为型钢-UHPC组合梁受弯时的典型荷载-位移模型.挠度沿梁长的分布如图9所示,可以发现挠度沿跨中对称分布,当荷载超过0.75P_u(P_u为极限抗弯承载力)后,试件位移增长更为显著.本文分别以UHPC腹板出现第一条裂缝、纯弯段型钢全截面屈服为节点,将荷载-挠度曲线划分为3个阶段.

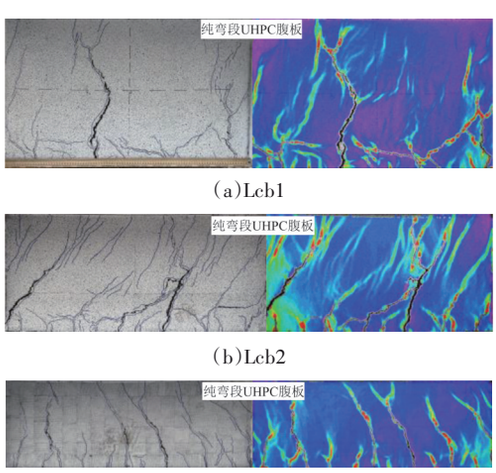
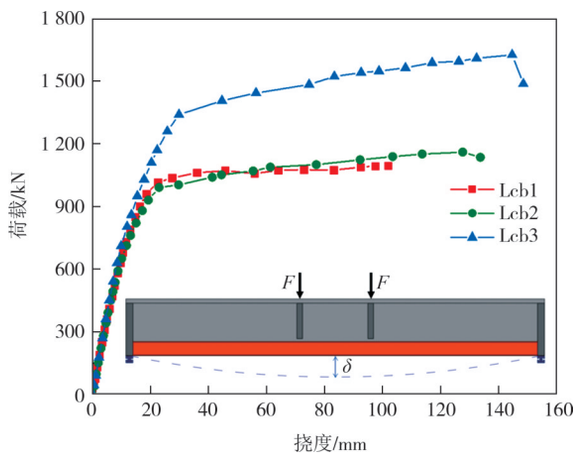


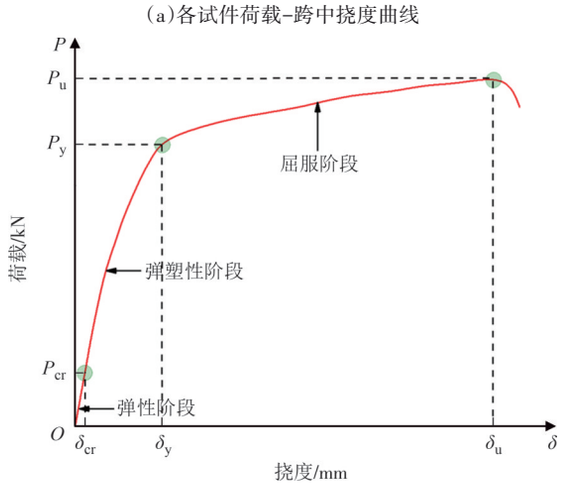
图7 试件破坏模式

Fig.7 Failure modes of specimens

第1阶段为弹性阶段:试件UHPC腹板未出现裂缝,荷载-挠度曲线表现为线性关系,组合截面抗弯刚度基本保持不变;第2阶段为弹塑性阶段:UHPC腹板裂缝长度、宽度和数量缓慢发展,组合截面抗弯刚度逐渐减小;第3阶段为屈服阶段:裂缝进一步发展并逐渐形成主裂缝,组合截面抗弯刚度进一步降低,跨中挠度迅速增加,直至UHPC顶板起皮、压溃,结构破坏.



(a)各试件荷载-跨中挠度曲线



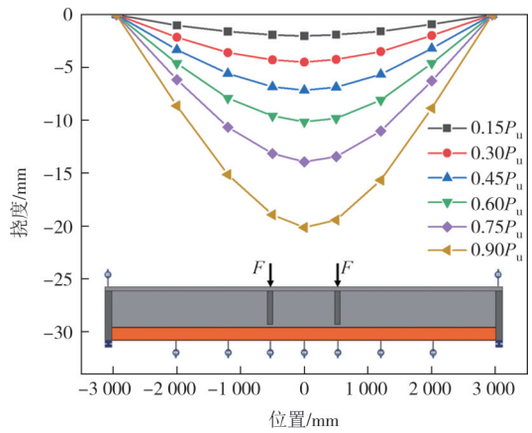
(注:P_u为极限荷载;P_y为屈服荷载;P_{cr}为初裂荷载;δ_{cr}为初裂挠度;δ_y为屈服挠度;δ_u为极限状态挠度.)

(b)模型荷载-挠度曲线

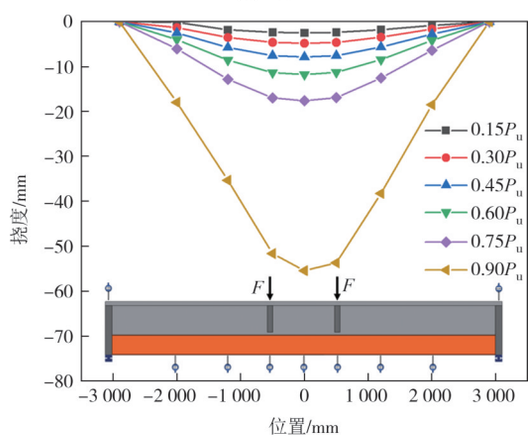
图8　荷载-跨中挠度曲线

Fig.8　Load-deflection curves at mid-span

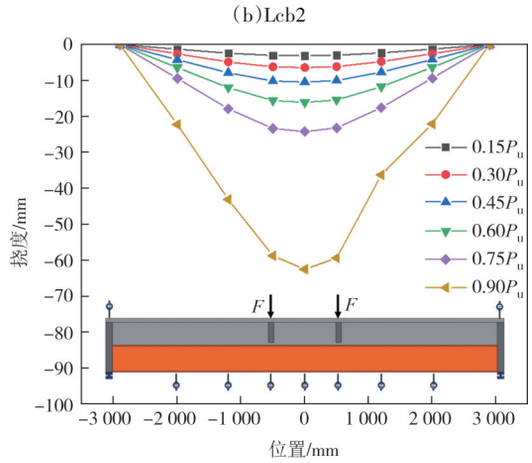
分析荷载与挠度关系可以发现,3个试件的荷载-挠度曲线发展规律基本一致,试验的主要结果汇总于表5. 试件Lcb2、试件Lcb3的极限荷载分别比试件Lcb1高出8.27%、48.11%,用钢量的提升带来结构承载力增大.当型钢高度从194 mm增加至300 mm,两试件型钢下翼缘厚度均为9 mm,表现为Lcb2抗弯承载力与Lcb1接近.随着型钢高度增加,试件初裂荷载从112.4 kN分别提升至129.8、249.2 kN. 随着型钢高度占比的提升,中性轴距离钢与UHPC结合面高度逐渐减小,根据内力与应力计算关系可知在相同弯矩下UHPC腹板底部拉应力随中性轴距离减小而下降.此外,3个试件的屈服荷载约为极限荷载的80%~85%.



(a)Lcb1



(b)Lcb2



(c)Lcb3

图9　挠度沿梁长方向分布

Fig.9　Deflection distribution along the length of specimens

2.2　荷载-应变曲线

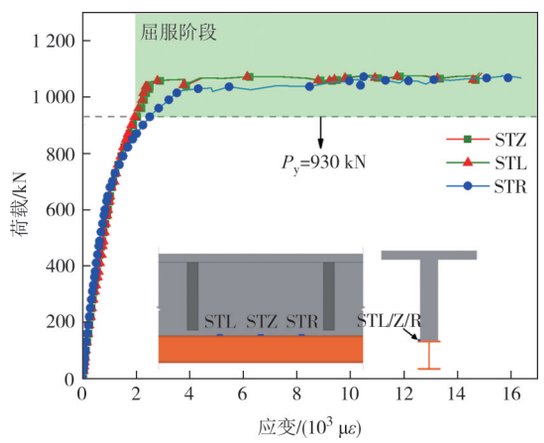
2.2.1　型钢应变

图10显示了3个试件型钢顶板处的荷载-应变关系,通过型钢上翼缘荷载-应变曲线可以将曲线划分为非屈服阶段和屈服阶段,因此型钢是否全截面

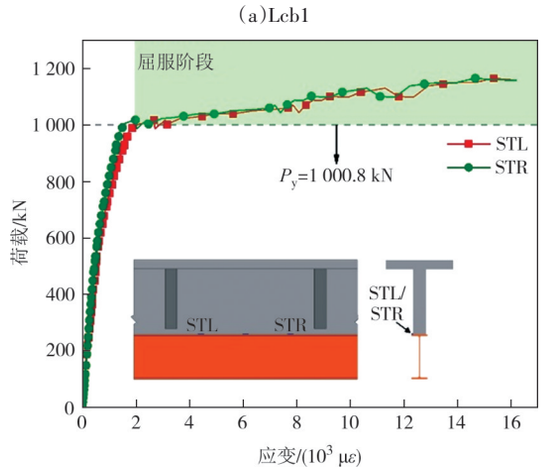
表 5 试件主要试验结果

Tab.5 Test results of specimens

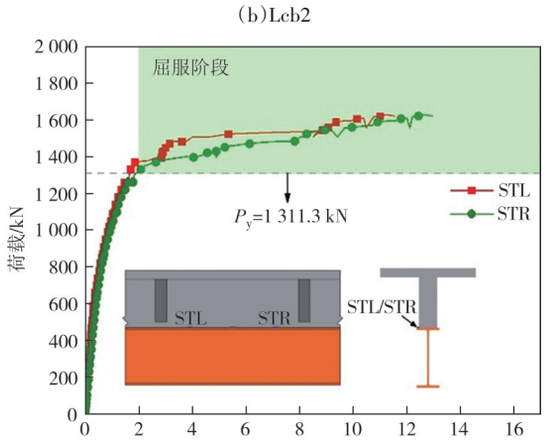
试件编号	弹性阶段		弹塑性阶段		屈服阶段	
	初裂荷载/kN	初裂挠度/mm	屈服荷载/kN	屈服挠度/mm	极限荷载/kN	极限挠度/mm
Lcb1	112.4	1.48	930.0	17.40	1 095.3	101.90
Lcb2	129.8	1.74	1 000.8	26.69	1 185.9	142.56
Lcb3	249.2	3.23	1 311.3	31.42	1 622.3	145.33



(a)Lcb1



(b)Lcb2



(c)Lcb3

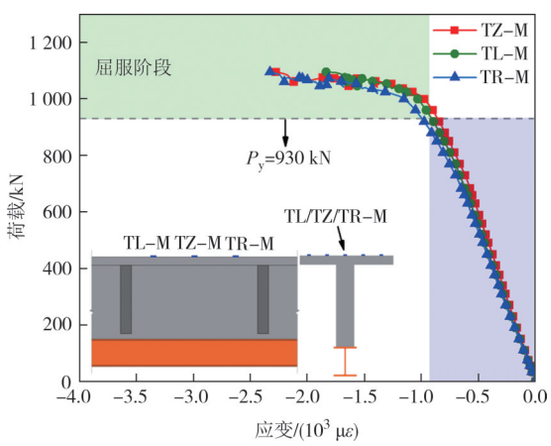
图 10 型钢上翼缘荷载-应变曲线

Fig.10 Load-strain curve of the upper flange of the steel section

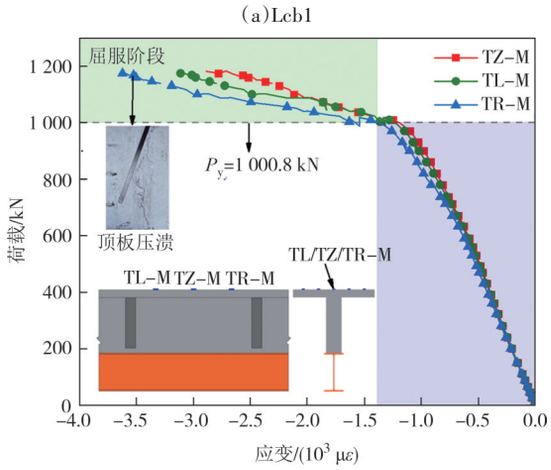
屈服,是判断型钢-UHPC 组合梁是否进入塑性阶段的重要依据. 在荷载-应变曲线的屈服阶段,表现为荷载基本不变、型钢上翼缘拉应变迅速增加.

2.2.2 UHPC 应变

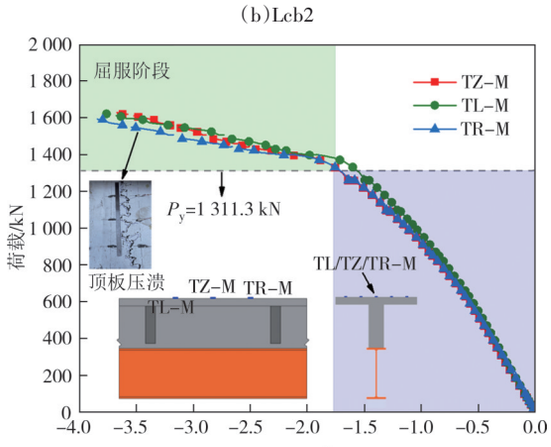
图 11 展示了 UHPC 梁顶板的荷载-应变关系,依据屈服荷载将荷载-应变曲线划分为非塑性阶段和屈服阶段. 在非塑性阶段,顶板压应变基本随着荷载



(a)Lcb1



(b)Lcb2



(c)Lcb3

图 11 UHPC 顶板荷载-应变曲线

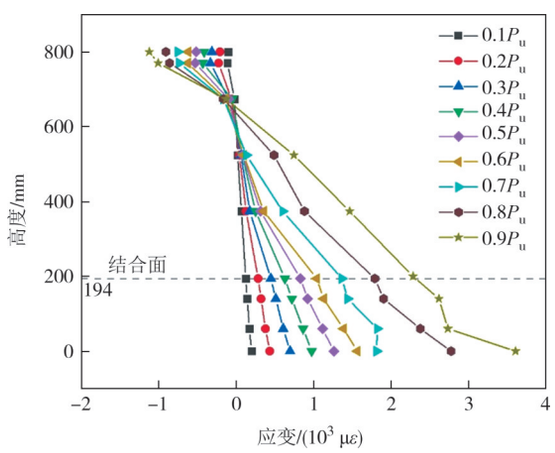
Fig.11 Load-strain curves at the top surface of UHPC slab

增加呈现线性增长的规律,进入屈服阶段,压应变增长加快. 在极限荷载时,Lcb1~Lcb3顶板最大压应变分别为2 303、3 530、3 770 με. 基于设备安全考虑,对Lcb1加载过程仅进行到荷载-位移曲线平台段,未达到顶板压溃,同时观察试件破坏模式可知,UHPC顶板压溃区域并非在UHPC应变片测点位置,因此UHPC压溃时对应的极限压应变应大于极限荷载时测得的最大压应变. 屈服阶段的终止由纯弯段顶板UHPC极限压应变控制.

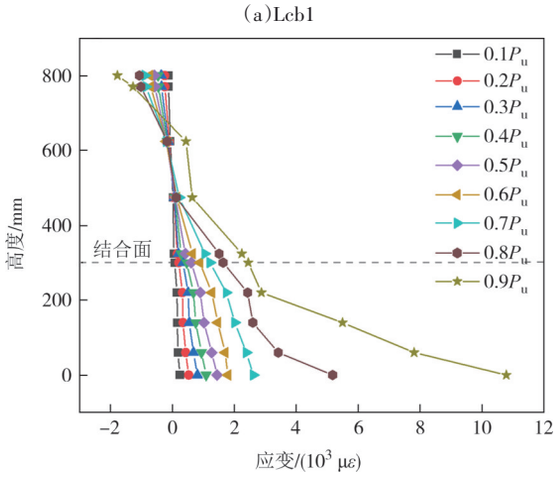
2.2.3　跨中截面应变沿梁高方向的分布

图12展示了跨中截面应变沿梁高方向的分布,考虑到在P_u状态下,UHPC腹板裂缝的宽度较大,应变数据可靠性降低,因此将$0.9P_u$状态作为最终状态. UHPC腹板开裂后应变片会失效,测得结果不再可靠,因此选择腹板钢筋有效应变测点数据作为该高度处的应变值.

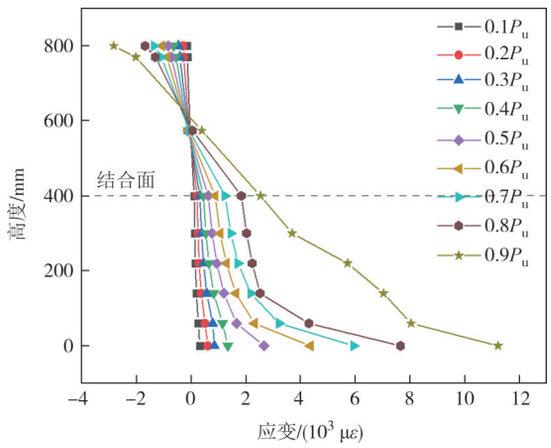
试验结果表明,荷载不超过屈服荷载时,应变沿梁高近似呈线性分布. 随着荷载增大,腹板开裂后,组合截面抗弯刚度下降的同时中性轴逐渐上移,表现为应变零点的位置逐渐上移. 此外,可发现型钢上翼缘屈服后,应变增长趋势明显. 图12表明,型钢-UHPC组合梁在整个加载过程中,截面变形基本满足平截面假定.



(a)Lcb1



(b)Lcb2



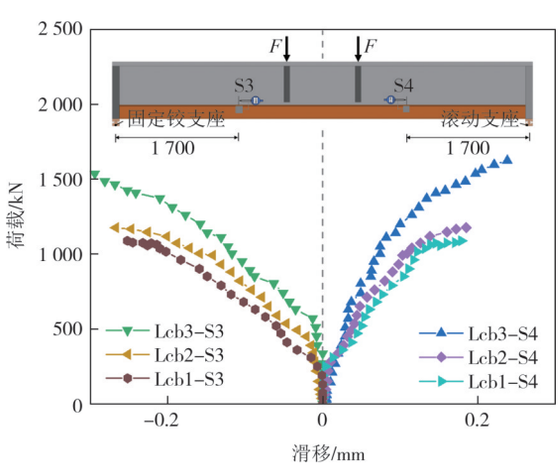
(c)Lcb3

图12　纯弯段沿梁高方向的应变分布

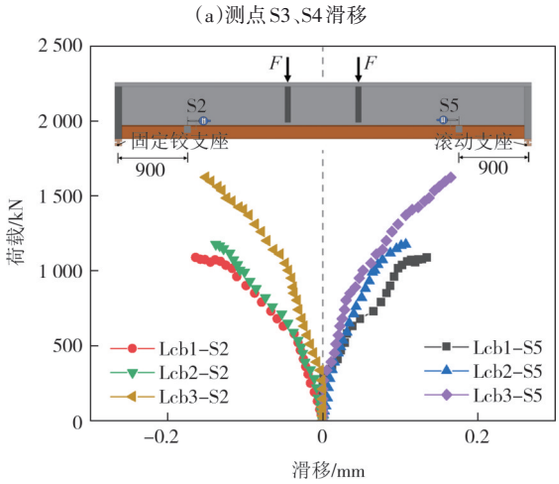
Fig.12　Strain distribution along the height direction in a pure bending section

2.3　荷载-界面相对滑移关系

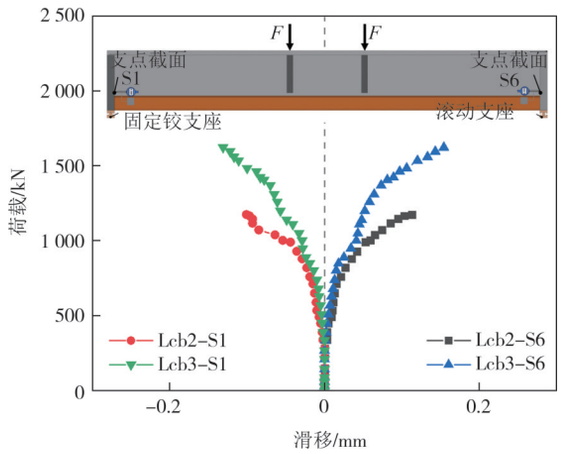
试件的荷载-界面相对滑移关系如图13所示.



(a)测点S3、S4滑移



(b)测点S2、S5滑移



(c)测点S1、S6滑移

图 13 荷载-界面相对滑移关系

Fig.13 Load-relative slip relationship at interface

可以发现组合梁最大滑移位置为S3和S4(即距离支点1 700 mm的位置). 试验结果表明,钢梁高度占比对组合梁界面相对滑移有显著影响. 在S3和S4位置(取S3和S4读数的较大值),试件Lcb1~Lcb3型钢全截面屈服时界面较大相对滑移量分别为0.113、0.144、0.194 mm,试件破坏时最大滑移量分别为0.252、0.267、0.331 mm,随着钢梁高度占比从0.243提升至0.5,组合梁纵向最大滑移量增加了31.3%. 依据《公路钢混组合桥梁设计与施工规范》(JTG/T D64-01—2015)计算组合结构纵向剪力,结果如表6所示.

钢梁高度占比增大,型钢上翼缘屈服时的组合梁竖向剪力增大,此外结合面距中性轴的高度减小,

表6 组合梁纵向剪力计算值

Tab.6 Longitudinal shear force of composite beams

试件编号	竖向剪力/kN	截面静矩/(10^6 mm^3)	截面惯性矩/(10^9 mm^4)	纵向剪力/(N·mm^{-1})
Lcb1	547.65	6.80	7.25	514
Lcb2	592.95	7.69	6.21	734
Lcb3	811.15	10.10	6.71	1 220

导致截面静矩增大,抗弯刚度变化较小,结合面纵向剪力增大.最终导致结合面相对滑移增大,因此在设计中需保证剪力连接件具备足够的水平刚度.

2.4 荷载-裂缝发展关系

选取荷载分别为P_{cr}、0.25P_u、0.50P_u、0.75P_u、P_u时的裂缝分布,图14展示了型钢-UHPC组合梁纯弯段腹板裂缝发展过程.

为定量评估组合梁早期裂缝发展规律,试验选取4个开裂状态进行分析,分别对应最大裂缝宽度为0.02、0.05、0.10、0.15 mm的状态,其中0.02 mm裂缝宽度状态对应于初始开裂状态,0.15 mm裂缝宽度为《超高性能混凝土梁式桥技术规程》(T/CCES 27—2021)中所规定的正常使用状态下UHPC试件的裂缝宽度. 3个试件在对应裂缝宽度下的荷载如表7所示.

此外,可根据式(1)计算UHPC腹板下缘名义应力:

$$\sigma = \frac{My}{I} \tag{1}$$

式中:σ为UHPC腹板下缘名义应力;M为纯弯段截

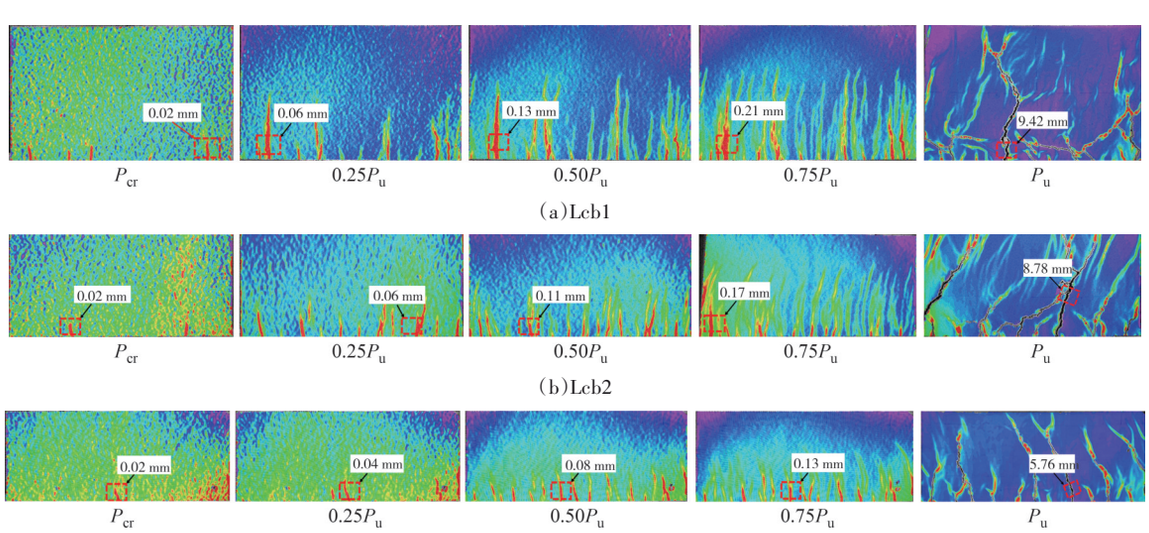


图 14 裂缝发展过程

Fig.14 Cracks development process

表7　荷载-裂缝宽度关系

Tab.7　Load-crack width relationship　　kN

试件编号	$W_{0.02}$	$W_{0.05}$	$W_{0.10}$	$W_{0.15}$
Lcb1	112.4	218.6	407.3	583.3
Lcb2	129.8	237.5	500.4	694.7
Lcb3	249.2	600.5	921.9	1327.5

注:$W_{0.02}$、$W_{0.05}$、$W_{0.10}$、$W_{0.15}$分别表示裂缝宽度为0.02、0.05、0.10和0.15 mm阶段的荷载值.

面弯矩;y为UHPC腹板下缘与中性轴的距离;I为组合截面惯性矩.图15给出了Lcb1~Lcb3名义应力-裂缝宽度关系.

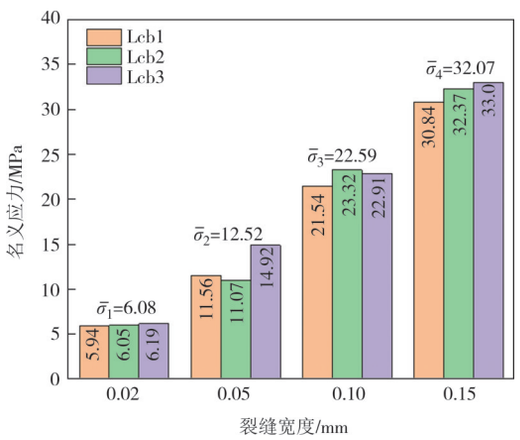


图15　名义应力-裂缝宽度图

Fig.15　Nominal stress-crack width diagram

试验结果表明,随着钢梁高度占比增加,组合梁中性轴距结合面高度减小,初始开裂荷载逐渐增大.此外,钢梁高度占比增加也导致受拉区UHPC高度降低,在截面承受同样弯矩作用时,UHPC腹板底部拉应力逐渐减小,表现为当荷载达到极限承载力时,试件最大裂缝宽度依次为:9.42、8.78、5.76 mm,出现Lcb1>Lcb2>Lcb3的规律.最大裂缝宽度为0.02、0.05、0.10及0.15 mm时3个试件的名义应力均值分别为6.08、12.52、22.59及32.07 MPa,相同裂缝宽度下,各试件名义应力接近,钢梁高度占比增加对名义应力的影响不明显.

3　理论分析

3.1　材料本构

钢筋应力-应变关系采用双折线模型,取弹性模量E_r=200 GPa,屈服强度$f_{y,r}$和极限强度$f_{u,r}$为$f_{y,r}$=$f_{u,r}$=424 MPa,屈服应变取$\varepsilon_{y,r}$=0.002 12,极限应变取$\varepsilon_{u,r}$=0.016,钢筋本构模型如图16所示.

本研究采用法国规范推荐的应力-应变关系进

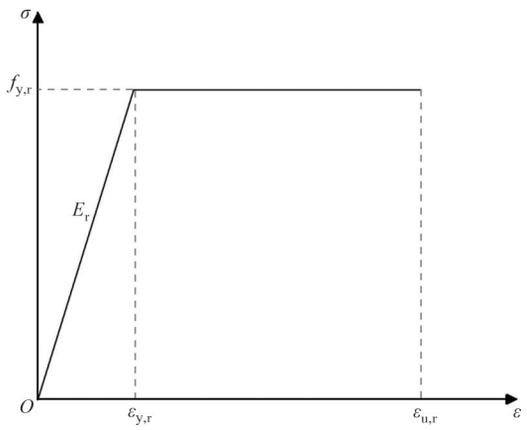


图16　钢筋本构模型

Fig.16　Constitutive models for rebar

行截面分析.UHPC压缩本构模型如式(2)~式(7)所示.

$$\varepsilon = f_{c,m}(\eta\varepsilon/\varepsilon_{c,0})/\left[\eta - 1 + (\varepsilon/\varepsilon_{c,0})^{\varphi\eta}\right] \tag{2}$$

$$\varepsilon_{c,0} = \left(1 + 4\frac{f_{t,m}}{K_{global}f_{c,m}}\right)\left(1 + 0.16\frac{k_0}{f_{c,m}^2 + 800}\right)\frac{f_{c,m}^{2/3}}{k_0} \tag{3}$$

$$k_0 = E_c/f_{c,m}^{1/3} \tag{4}$$

$$\eta = k/(k - 1) \tag{5}$$

$$k = E_c\varepsilon_{c,0}/f_{c,m} \tag{6}$$

$$\varphi = \begin{cases} 1, & \varepsilon < \varepsilon_{c,0} \\ \ln\left[1 - \eta + \dfrac{\eta}{0.7} \times \dfrac{\varepsilon_{c,u}}{\varepsilon_{c,0}}/\eta\ln\left(\dfrac{\varepsilon_{c,u}}{\varepsilon_{c,0}}\right)\right], & \varepsilon_{c,0} \leqslant \varepsilon < \varepsilon_{c,u} \\ 0, & \varepsilon_{c,u} \leqslant \varepsilon \end{cases} \tag{7}$$

式中:E_c为UHPC弹性模量,取47.8 GPa;$f_{c,m}$为UHPC抗压强度平均值,取162.5 MPa;$f_{t,m}$为UHPC开裂后抗拉强度平均值,取9.0 MPa;$\varepsilon_{c,0}$为UHPC峰值压应变;$\varepsilon_{c,u}$为UHPC极限压缩应变,根据前面试验结果获得;K_{global}为纤维取向因子,取1.25;k_0、η、k、φ为UHPC压缩本构模型系数,由式(4)~式(7)确定.

根据图10可知,3个试件钢梁上翼缘应变值均超过0.012,可以判断型钢应变进入硬化状态,为准确分析组合梁弯曲响应,采用考虑钢材硬化的材料模型,具体应力-应变关系如式(8)所示.

$$\sigma = \begin{cases} E_s\varepsilon, & 0 \leqslant \varepsilon < \varepsilon_{y,s} \\ f_{y,s}, & \varepsilon_{y,s} \leqslant \varepsilon < \varepsilon_{yh,s} \\ f_{u,s} - (f_{u,s} - f_{y,s})[(\varepsilon_{u,s} - \varepsilon)/(\varepsilon_{u,s} - \varepsilon_{yh,s})]^p, & \varepsilon_{yh,s} \leqslant \varepsilon < \varepsilon_{u,s} \\ 0, & \varepsilon_{u,s} \leqslant \varepsilon \end{cases} \tag{8}$$

式中:硬化阶段应力-应变关系采用Mander[26]提出的模型,取型钢弹性模量E_s=206 GPa;$f_{y,s}$为型钢屈服强度;取屈服应变$\varepsilon_{y,s}$=1.86×10^{-3};$f_{u,s}$为极限强度;取极限应变$\varepsilon_{u,s}$=0.15;取型钢硬化阶段开始的应变$\varepsilon_{yh,s}$=0.015;p为应变硬化指数,可由式(9)求得.

$$p = E_{yh,s}\frac{\varepsilon_{u,s} - \varepsilon_{yh,s}}{f_{u,s} - f_{y,s}} \tag{9}$$

式中:$E_{yh,s}$为应变硬化阶段初始弹模.取$E_{yh,s}$=0.02E_s=4.12 GPa,计算得p=3.93.

为准确分析UHPC抗裂性,采用法国规范定义超高性能混凝土拉伸应力-应变曲线模型,如式(10)所示.

$$\sigma = \begin{cases} E_c\varepsilon, & \varepsilon < \varepsilon_{u,el} \\ \dfrac{f_{t,k}}{K\gamma_{c,f}}, & \varepsilon_{u,el} \leqslant \varepsilon < \varepsilon_{u,pic} \\ \dfrac{f_{t,k}}{K\gamma_{c,f}} + \left(\dfrac{f_{t,1\%}}{K\gamma_{c,f}} - \dfrac{f_{t,k}}{K\gamma_{c,f}}\right)\Big/\dfrac{\varepsilon - \varepsilon_{u,el}}{\varepsilon_{u,pic} - \varepsilon_{u,el}}, & \varepsilon_{u,pic} \leqslant \varepsilon < \varepsilon_{u,1\%} \\ \dfrac{f_{t,1\%}}{K\gamma_{c,f}} - \dfrac{f_{t,k}}{K\gamma_{c,f}} \times \dfrac{\varepsilon - \varepsilon_{u,1\%}}{\varepsilon_{u,lim} - \varepsilon_{u,1\%}}, & \varepsilon_{u,1\%} \leqslant \varepsilon < \varepsilon_{u,lim} \\ 0, & \varepsilon_{u,lim} \leqslant \varepsilon \end{cases} \tag{10}$$

式中:$f_{t,k}$为UHPC极限抗拉强度,取9.0 MPa;$\gamma_{c,f}$为UHPC材料受拉分项系数,本研究为尽可能贴近实际构件的材料力学性能、消除设计安全储备对结果分析的干扰,取1.0;K为UHPC纤维取向系数,取1.25;$f_{t,1\%}$为抗折试验中裂缝宽度为1%试件高度时的应力,根据Yoo等[27]的研究,$f_{t,1\%}$大致为0.9$f_{t,k}$,即$f_{t,1\%}$≈8.1 MPa.

而式中特征应变$\varepsilon_{u,el}$、$\varepsilon_{u,pic}$、$\varepsilon_{u,1\%}$及$\varepsilon_{u,lim}$则根据式(11)~式(14)计算:

$$\varepsilon_{u,el} = \frac{f_{t,k}}{K\gamma_{c,f}E_c} \tag{11}$$

$$\varepsilon_{u,pic} = \frac{w_{pic}}{L_c} + \frac{f_{tk,el}}{\gamma_{c,f}E_c} \tag{12}$$

$$\varepsilon_{u,1\%} = \frac{w_{1\%}}{L_c} + \frac{f_{tk,el}}{\gamma_{c,f}E_c} \tag{13}$$

$$\varepsilon_{u,lim} = \frac{L_f}{4L_c} \tag{14}$$

式中:$f_{tk,el}$为UHPC初裂应力,取5.89 MPa;$\varepsilon_{u,el}$为初裂应变;w_{pic}为对应测试曲线中局部峰值对应的裂缝宽度,取0.3 mm;$\varepsilon_{u,pic}$为局部峰值裂缝宽度下对应应变;$w_{1\%}$=0.01H,H为抗折试验试件高度,取100 mm;L_c为特征长度,取2/3h_c,其中h_c为UHPC的T形截面高度;$\varepsilon_{u,1\%}$为裂缝宽度为$w_{1\%}$状态下对应应变;L_f为最长纤维长度,取14 mm;$\varepsilon_{u,lim}$为UHPC极限拉应变.

3.2 条带分析

为研究不同型钢高度对组合梁抗弯性能的影响,本文采取"纤维模型"计算组合截面承载力.首先将组合截面沿高度方向划分为多个条带,基于平截面假定,计算各条带形心高度位置处应变,根据不同材料本构关系确定条带形心位置处应力,计算得到各条带的轴力,根据轴力平衡不断迭代确定组合截面中性轴位置,并计算各条带弯矩总和,即为截面的抗弯承载力.

截面条带划分如图17所示.h_c、h_s与h分别表示UHPC高度、型钢高度和横截面总高度;A_i、b_i和h_i分别表示第i个条带的面积、宽度与高度;L_i表示从第i层条带形心到横截面底面的距离;ε_i和σ_i分别表示第i层条带形心位置的应变和应力;ε_{top}为UHPC顶板应变;ε_{Rj}和σ_{Rj}分别表示第j根钢筋形心位置的应变和应力;r_j表示第j根钢筋半径;A_{Rj}表示第j根钢筋面积;h_0表示从中性轴到横截面底面的距离;R_j表示从钢筋形心到横截面底面的距离.

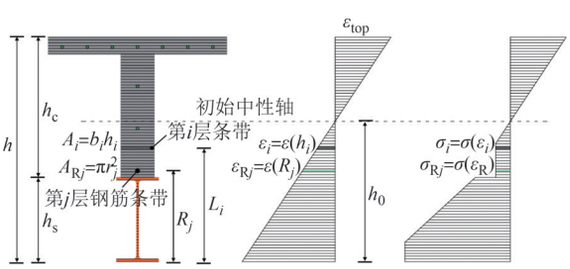


图17 条带划分示意图

Fig.17 Schematic diagram of strip division

根据平截面假定与控制应变ε_K大小,可得条带形心位置处应变为:

$$\varepsilon_i = \frac{L_i - h_0}{h_K - h_0}\varepsilon_K \tag{15}$$

$$\varepsilon_R = \frac{R_j - h_0}{h_K - h_0}\varepsilon_K \tag{16}$$

式中:h_k为控制截面高度;ε_K表示截面控制应变,根据不同计算状态取不同位置应变为控制应变.

根据不同材料对应应力-应变模型,得出条带形心位置应力值,可计算出条带轴力大小:

$$N_i = A_i\sigma_i \tag{17}$$

$$N_{Rj} = A_{Rj}\sigma_{Rj} \tag{18}$$

各条带对横截面底面的弯矩大小为:

$$M_i = N_iL_i \tag{19}$$

$$M_{Rj} = N_{Rj}R_j \tag{20}$$

截面内力大小为:

$$N = \sum N_i + \sum N_{\mathrm{R}j} \tag{21}$$

$$M = \sum M_i + \sum M_{\mathrm{R}j} \tag{22}$$

在保证轴力N的绝对值小于10^{-5} N的前提下,通过迭代求得中性轴高度,从而求解出不同应变条件下的弯矩值M,根据式(23)可求得试件荷载大小F_{A},其中d为剪跨段长度.

$$F_{\mathrm{A}} = \frac{2M}{d} \tag{23}$$

3.2.1　初裂荷载计算

UHPC腹板底部出现第一条裂缝时对应试件初裂状态,以UHPC腹板底部应变作为控制应变,大小为$\varepsilon_{\mathrm{K}}=\varepsilon_{\mathrm{u,el}}$,根据式(15)~式(23)计算得到组合截面初裂荷载值,如表8所示.

表8　初裂荷载理论值与试验值对比

Tab.8　Comparison between theoretical and experimental values of initial cracking load

试件	初裂荷载理论值 $F_{\mathrm{cr,A}}$/kN	初裂荷载试验值 $F_{\mathrm{cr,T}}$/kN	$\lvert F_{\mathrm{cr,A}} - F_{\mathrm{cr,T}} \rvert / F_{\mathrm{cr,T}}$
Lcb1	116.8	112.4	3.91%
Lcb2	130.6	129.8	0.62%
Lcb3	246.5	249.6	1.24%

表8的结果对比表明采用纤维模型计算得到型钢-UHPC组合试件初裂荷载与试验值误差在范围在5%以内,即采用本文计算方法可以很好地预测型钢-UHPC组合梁的初裂荷载.

3.2.2　屈服荷载计算

根据试验结果分析,试件屈服状态的对应于型钢上翼缘屈服.因此,以型钢上翼缘应变作为控制应变,为$\varepsilon_{\mathrm{K}}=f_{\mathrm{s}}/E_{\mathrm{s}}$,此时UHPC腹板底部UHPC开裂,中性轴上移,根据式(15)~式(23)进行迭代计算确定中性轴位置,并求得屈服荷载结果,如表9所示.

表9　屈服荷载理论值与试验值对比

Tab.9　Comparison between theoretical and experimental values of yield load

试件	屈服荷载理论值 $F_{\mathrm{y,A}}$/kN	屈服荷载试验值 $F_{\mathrm{y,T}}$/kN	$\lvert F_{\mathrm{y,A}} - F_{\mathrm{y,T}} \rvert / F_{\mathrm{y,T}}$
Lcb1	927.0	930.0	0.32%
Lcb2	962.0	1 000.8	3.88%
Lcb3	1 279.2	1 311.3	2.45%

采用纤维模型计算得到的型钢-UHPC组合试件屈服荷载与试验值误差范围在4%以内,即该计算模型可以很好预测型钢-UHPC组合梁的屈服荷载.

3.2.3　极限荷载计算

以UHPC顶板达到极限压应变时对应试件极限抗弯状态,此时以UHPC顶板应变作为控制应变,大小为$\varepsilon_{\mathrm{K}}=\varepsilon_{\mathrm{c,u}}$,此时组合截面中性轴上移至UHPC翼缘区,根据式(15)~式(23)进行迭代计算确定中性轴位置,并求得组合截面的极限抗弯承载力,如表10所示.

表10　极限荷载理论值与试验值对比

Tab.10　Comparison between theoretical and experimental values of ultimate load

试件	极限荷载理论值 $F_{\mathrm{u,A}}$/kN	极限荷载试验值 $F_{\mathrm{u,T}}$/kN	$\lvert F_{\mathrm{u,A}} - F_{\mathrm{u,T}} \rvert / F_{\mathrm{u,T}}$
Lcb1	1 180.0	1 095.3	7.73%
Lcb2	1 254.8	1 185.9	5.81%
Lcb3	1 607.2	1 622.3	0.93%

基于条带法迭代得出组合截面极限承载力理论值与试验值误差在8%以内,有较高的吻合度,表明条带法可以很好地预测型钢-UHPC组合梁的极限抗弯承载力,可为钢-混凝土组合梁抗弯承载力计算提供参考.

4　结论与展望

本文设计并制作了3个具有不同高度型钢的组合梁进行弯曲试验,研究了不同钢梁高度下组合梁抗弯性能表现,基于试验和分析结果,可以得出以下结论:

1)3个试件均为典型弯曲破坏,根据荷载-跨中挠度曲线特征可以将过程分为线弹性阶段、弹塑性阶段和屈服阶段.试件屈服荷载由钢梁屈服强度控制,极限荷载由UHPC顶面压溃控制,抗弯承载力随着型钢高度占比增大出现增大的趋势,当钢梁高度占比从0.243提升到0.375、0.5时,组合梁极限抗弯承载力分别提升了8.27%、48.11%.

2)不同加载阶段的组合梁应变沿高度呈线性分布,符合平截面假定,随着荷载增大,中性轴逐渐向上移动.型钢高度占比变化对试件开裂性能有显著提升,具体表现为当钢梁高度占比从0.243增加至0.5时,试件初裂荷载从112.4 kN提高至249.2 kN,最大裂缝宽度由9.42 mm减小至5.76 mm.此外,在相同裂缝宽度下各组合梁中UHPC名义应力基本相同.

3)型钢-UHPC组合梁界面滑移最大值出现在

距离梁端1 700 mm的位置处,随着钢梁高度增大,结合面与中性轴距离减小,截面静矩增大,结合面水平剪力增加,表现为结合面相对滑移增大,因此在设计中增加钢梁高度时应考虑提高组合结构纵向抗剪刚度.

4)基于平截面假定采用"条带法"的截面分析模型对型钢-UHPC组合梁的初裂荷载、屈服荷载与极限抗弯荷载进行计算,并与试验结果进行对比,发现其计算值与试验值较为接近,计算误差在8%以内,模型可用于预测型钢-UHPC组合梁的特征弯矩.

5)本文试验结果与承载力计算模型可为钢-UHPC组合梁的设计与工程应用提供参考.后续需进一步补充新参数试验、新结构抗裂性能、裂缝宽度计算等相关研究,并对组合截面形式进行优化.

6)本研究同时揭示该结构制约因素:其一,钢-UHPC界面靠近中性轴,栓钉承受的水平剪力较大,需要研究刚度更大的剪力连接件;其二,针对较大跨径梁桥,需要考虑节段拼装问题和接缝构造细节.

参考文献

[1] 聂建国.钢-混凝土组合结构桥梁[M].北京:人民交通出版社,2011.
NIE J G. Steel-concrete composite bridges[M]. Beijing:China Communications Press,2011.(in Chinese)

[2] 聂建国,余志武. 钢-混凝土组合梁在我国的研究及应用[J]. 土木工程学报,1999,32(2):3-8.
NIE J G, YU Z W. Research and practice of composite steel-concrete beams in China[J]. China Civil Engineering Journal, 1999, 32(2): 3-8.(in Chinese)

[3] 聂建国,陶慕轩,吴丽丽,等. 钢-混凝土组合结构桥梁研究新进展[J]. 土木工程学报,2012,45(6):110-122.
NIE J G, TAO M X, WU L L, et al. Advances of research on steel-concrete composite bridges[J]. China Civil Engineering Journal,2012,45(6):110-122.(in Chinese)

[4] JIANG Y X, NIE X, YAN A G, et al. Experimental research on the structural performance of continuous composite beams with uplift-restricted and slip-permitted connectors[J]. Engineering Structures,2023,289:116291.

[5] 聂建国,崔玉萍. 钢-混凝土组合梁在单调荷载下的变形及延性[J]. 建筑结构学报,1998,19(2):30-36.
NIE J G, CUI Y P. Analysis and calculation of deformation and ductility of composite steel concrete beam under monotonic loading [J]. Journal of Building Structures, 1998, 19(2): 30-36. (in Chinese)

[6] 刘永健,高诣民,周绪红,等. 中小跨径钢-混凝土组合梁桥技术经济性分析[J]. 中国公路学报,2017,30(3):1-13.
LIU Y J, GAO Y M, ZHOU X H, et al. Technical and economic analysis in steel-concrete composite girder bridges with small and medium span[J]. China Journal of Highway and Transport,2017, 30(3):1-13.(in Chinese)

[7] 樊健生,聂建国,张彦玲. 钢-混凝土组合梁抗裂性能的试验研究[J]. 土木工程学报,2011,44(2):1-7.
FAN J S, NIE J G, ZHANG Y L. Experimental study of crack resistance of steel-concrete composite beams [J]. China Civil Engineering Journal,2011,44(2):1-7.(in Chinese)

[8] 王莉莉. 钢-混组合桥梁预制桥面板湿接缝构造及传力研究[D]. 西安:长安大学,2017.
WANG L L. Research on the wet joints structure and force transfer of prefabricated deck in steel and concrete composite bridge[D]. Xi'an:Chang'an University,2017.(in Chinese)

[9] LIU X Y, WANG Y Q, XIONG J, et al. Investigation on the weld damage behavior of steel beam-to-column connection [J]. International Journal of Steel Structures,2017,17(1):273-289.

[10] 邵旭东,邱明红,晏班夫,等. 超高性能混凝土在国内外桥梁工程中的研究与应用进展[J]. 材料导报,2017,31(23):33-43.
SHAO X D, QIU M H, YAN B F, et al. A review on the research and application of ultra-high performance concrete in bridge engineering around the world [J]. Materials Review, 2017, 31(23): 33-43.(in Chinese)

[11] 邵旭东, 曹君辉, 张阳, 等. 基于超高性能混凝土(UHPC)的桥梁新结构:理论、试验与应用[M]. 北京:人民交通出版社股份有限公司,2022.
SHAO X D, CAO J H, ZHANG Y, et al. Innovative bridge structures based on ultra-high performance concrete (UHPC): theory, experiment and application [M]. Beijing: China Communications Press Co.,Ltd.,2022.(in Chinese)

[12] 戚家南,王景全,周凯,等. UHPC梁受剪性能试验与抗剪承载力计算方法[J]. 中国公路学报,2020,33(7): 95-103.
QI J N, WANG J Q, ZHOU K, et al. Experimental and theoretical investigations on shear strength of UHPC beams [J]. China Journal of Highway and Transport, 2020, 33(7): 95-103. (in Chinese)

[13] 张哲,邵旭东,李文光,等. 超高性能混凝土轴拉性能试验[J]. 中国公路学报,2015,28(8):50-58.
ZHANG Z, SHAO X D, LI W G, et al. Axial tensile behavior test of ultra high performance concrete[J]. China Journal of Highway and Transport,2015,28(8):50-58.(in Chinese)

[14] 曹君辉, 樊伟, 李立峰, 等. 基于UHPC的高性能桥梁结构研究与应用[J]. 湖南大学学报(自然科学版),2022,49(11):1-32.
CAO J H, FAN W, LI L F, et al. Research and application of UHPC-based high performance bridge structures[J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2022, 49(11): 1-32. (in Chinese)

[15] BRÜHWILER E. UHPFRC technology to enhance the performance of existing concrete bridges [J]. Structure and

Infrastructure Engineering,2020,16(1): 94-105.

[16] GRAYBEAL B, TANESI J. Durability of an ultrahigh-performance concrete [J]. Journal of Materials in Civil Engineering,2007,19(10):848-854.

[17] 杨简,陈宝春,苏家战. 钢纤维对超高性能混凝土弹性模量的影响[J]. 硅酸盐学报,2020,48(5):652-658.
YANG J, CHEN B C, SU J Z. Effect of steel fiber on elastic modulus of ultra-high-performance concrete[J]. Journal of the Chinese Ceramic Society,2020,48(5):652-658.(in Chinese)

[18] 于跟社,邓宗才,王珏. 多组合混杂纤维增强UHPC断裂特性试验研究[J]. 北京工业大学学报,2023,49(5):547-557.
YU G S, DENG Z C, WANG J. Experimental study on fracture characteristics of UHPC reinforced by multiple hybrid fibers[J]. Journal of Beijing University of Technology, 2023, 49(5): 547-557.(in Chinese)

[19] 刘君平,徐帅,陈宝春. 钢-UHPC组合梁与钢-普通混凝土组合梁抗弯性能对比试验研究[J]. 工程力学,2018,35(11):92-98.
LIU J P, XU S, CHEN B C. Experimental study on flexural behaviors of steel-UHPC composite girder and steel-conventional concrete composite girder [J]. Engineering Mechanics, 2018, 35(11): 92-98.(in Chinese)

[20] 邓舒文, 邵旭东, 晏班夫, 等. 全预制快速架设钢-UHPC轻型组合城市桥梁[J]. 中国公路学报, 2017, 30(3):159-166.
DENG S W, SHAO X D, YAN B F, et al. Lightweight steel-UHPC composite bridge with overall prefabrication and fast erection in city [J]. China Journal of Highway and Transport, 2017, 30(3): 159-166.(in Chinese)

[21] 朱劲松, 王永光, 郭晓宇, 等. 钢-UHPC华夫板组合梁抗剪性能试验研究[J]. 中国公路学报,2020,33(11):169-181.
ZHU J S, WANG Y G, GUO X Y, et al. Experimental study on shear behaviors of steel-UHPC composite beams with waffle slab [J]. China Journal of Highway and Transport, 2020, 33(11): 169-181.(in Chinese)

[22] 李萌,邵旭东,曹君辉,等. UHPC中短栓钉抗剪性能试验及理论分析[J]. 中国公路学报,2021,34(8):191-204.
LI M, SHAO X D, CAO J H, et al. Performance of experimental and theoretical analysis on shear short headed studs embedded in UHPC[J]. China Journal of Highway and Transport,2021,34(8): 191-204.(in Chinese)

[23] TU L, ZHAO H, QIAO D Q, et al. Concept and flexural performance of non-prestressed steel plate-UHPC-NC composite girder bridge[J]. Engineering Structures,2024,315:118417.

[24] GARDNER L, SAARI N, WANG F. Comparative experimental study of hot-rolled and cold-formed rectangular hollow sections [J]. Thin-Walled Structures,2010,48(7):495-507.

[25] 金属材料 拉伸试验 第1部分:室温试验方法:GB/T 228.1—2021[S]. 北京:中国标准出版社, 2021.
Metallic materials—tensile testing—part 1: method of test at room temperature: GB/T 228.1—2021[S]. Beijing: Standards Press of China,2021.(in Chinese)

[26] MANDER J. Seismic design of bridge piers[D]. New Zealand, Christchurch: University of Canterbury,1983.

[27] YOO S W, CHOO J F. Evaluation of the flexural behavior of composite beam with inverted-T steel girder and steel fiber reinforced ultra high performance concrete slab[J]. Engineering Structures,2016,118:1-15.