

文章编号: 1674-599X(2022)01-0097-11

钢-UHPC桥面板湿接缝负弯矩试验研究

吴善友¹, 郭立成², 李传习¹, 曾国东², 潘仁胜¹, 李积泉²

(1. 长沙理工大学 桥梁工程安全控制教育部重点实验室, 湖南 长沙 410114;

2. 佛山市路桥建设有限公司, 广东 佛山 528300)

摘 要: 某斜拉桥的次边跨和中跨的桥面板采用8 mm 平钢板+15 cm UHPC层+PBL剪力键的新型组合体系。桥面板预制段UHPC依靠阶梯式燕尾榫湿接缝连接。为研究该组合桥面板湿接缝的负弯矩静力性能, 制作足尺模型试件进行试验。通过施加荷载, 测量各级荷载下桥面板试件的位移、应变, 并观测裂缝, 获得荷载-位移曲线、荷载-应变曲线、裂缝发展规律和破坏形态。研究结果表明: 阶梯式燕尾榫湿接头接缝处的抗裂能力、承载能力与湿接头非接缝处性能大体相当, 开裂后其刚度逐渐退化; 裂纹宽度0.2 mm时, 荷载关系从线性变为非线性; 到达极限荷载后, 桥面板仍保持良好的延性; PBL剪力键能确保钢与UHPC形成整体, 保证两者共同变形; 桥面板裂纹主要集中在现浇段, 多而密; 跨中截面处钢筋和混凝土的应变均大于其他部位的, 试件破坏以跨中裂纹宽度急剧增加为标志。

关键词: 组合桥面板; UHPC; 湿接缝; 负弯矩; 足尺模型

中图分类号: U443.32

文献标志码: A

Experimental study on negative bending moment of wet joint of steel-UHPC bridge deck

WU Shan-you¹, GUO Li-cheng², LI Chuan-xi¹, ZENG Guo-dong², PAN Ren-sheng¹, LI Ji-quan²

(1. Key Laboratory of Bridge Engineering Safety Control by Department of Education, Changsha University of Science & Technology, Changsha 410114, China; 2. Foshan Highway & Bridge Construction Co., Ltd., Foshan 528300, China)

Abstract: The deck of the second side span and middle span of a cable-stayed bridge adopts a new combination system of "8 mm flat steel plate + 15 cm UHPC layer + PBL shear connection". The UHPC of the prefabricated section of the bridge deck is connected by stepped dovetail wet joints. In order to study the static negative bending moment performance of the wet joint of the composite bridge deck, full-scale model specimen was made for the test. Through the application of load, the displacement and strain of bridge deck specimens under all levels of load were measured and the cracks were observed. The the load-displacement curve, load-strain curve, crack development law and failure pattern were obtained. The results show that the crack resistance and bearing capacity of the stepped dovetail wet joints are about the same as those of the non-joints of the wet joints. The stiffness gradually deteriorates after cracking, When the crack width is 0.2 mm, the relation between crack and load changes from linear to nonlinear. The bridge deck still maintains good ductility after reaching the ultimate load. PBL shear connection can ensure the integrity and common deformation of steel and UHPC. The numerous and dense cracks of bridge deck are mainly concentrated in the cast-in-place section. If the strain of steel bar and concrete in the middle section of the span are larger than that in other parts, the failure of the specimen will be marked by the sharp increase of crack width in the middle of the span.

Key words: composite bridge deck; UHPC; wet joint; negative bending moment; full-scale model

收稿日期: 2021-03-03

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51778069, 52078059, 51808055)

作者简介: 吴善友(1995—), 男, 长沙理工大学硕士生。

超高性能混凝土 (ultra-high performance concrete, 简称为UHPC) 是一种具有超高强度、超强韧性和耐久性的新型水泥基复合材料, 远超普通混凝土的性能^[1-2], 与正交异性钢桥面板结合, 可以提高其承载力, 降低疲劳开裂风险^[3-5]。虽然其造价较高, 正交异性钢桥面板空间结构复杂, 焊接工艺对疲劳性能影响较大^[6-7], 但是仍有改进空间。

工厂预制有利于确保超高性能混凝土的施工质量。大跨径超高性能混凝土桥梁受限于体量的预制常分节段、单个组件等进行。节段预制的混凝土构件常依靠湿接缝连接成整体。由于界面不连续, 湿接缝成为受力关键部位。目前已有不少钢-UHPC组合桥面板湿接缝的研究, 大致分为接缝形状、配筋和界面处理三个方面。Zhao等人^[8]开展了带矩形加劲肋的钢-UHPC组合桥面板燕尾榫湿接缝负弯矩试验研究, 结果表明燕尾榫湿接缝具有良好的抗裂性能。Qi等人^[9]开展了纯UHPC桥面板燕尾榫湿接缝的负弯矩试验研究, 发现桥面板破坏时裂纹数量较多且间距较小。Zhu等人^[10]对比了工字钢梁-UHPC组合桥面板的T形和矩形湿接缝, 发现T形的湿接缝在负弯矩作用下力学性能优于矩形的。王文前^[11]对正交异性钢-RPC组合桥面板的研究表明, 企口接缝可降低钢面板、U肋等结构的应力。尽管这些桥面板的截面形式各有不同, 但未见有关于平钢板-UHPC组合桥面板研究的报道。邵旭东等人^[12-13]研究了加密钢筋对湿接缝抗裂性能的影响, 发现配筋率越高接缝抗裂性能越好, 建议加密钢筋直径大于10 mm。但该结论仅针对正交异性钢-UHPC桥面板, 其他截面形式尚未探讨。Qi等人^[9]的研究表明, 用铁丝网处理界面后接缝的抗弯性能明显提高。陈德宝等人^[14]的研究表明, 湿接缝采用高压水枪凿毛的界面处理方式比环氧树脂和人工凿毛的更优。使用铁丝网处理接缝界面更为便捷, 不需要大型设备, 但应用该方法开展研究的报道不多, 应当进一步研究。这些成果对本研究平钢板-UHPC湿接缝抗负弯矩能力研究具有重要启发和借鉴意义。

1 工程背景

在建某大桥是一座双塔双索面混合梁斜拉桥, 主桥全长1 070 m, 跨径布置为(69+176+580+176+

69) m, 主桥结构形式为双塔双索面混合梁斜拉桥(组合梁+混凝土主梁), 如图1所示。边跨主梁为混凝土主梁, 次边跨及中跨主梁为UHPC组合梁, 主梁均采用整体式箱型断面。为了减小主梁恒载, 方便施工, UHPC组合梁的桥面板采用超薄8 mm平钢板+15 cm UHPC层+PBL剪力键的新型组合体系, 组合梁断面如图2所示。桥面板相邻预制段UHPC间采用阶梯式燕尾榫湿接缝连接, 主跨标准梁段桥面板整体构造如图3所示。由于桥面板的截面形式和湿接缝的构造都未有先例, 为了满足工程需要, 探讨相应的受力变形规律, 本研究开展了基于该项目的新型钢-UHPC组合桥面板湿接缝负弯矩足尺模型试验研究, 得到相应的荷载-位移曲线、荷载-应变曲线、裂纹发展情况、最终破坏形态和相关特征, 可指导类似工程设计。

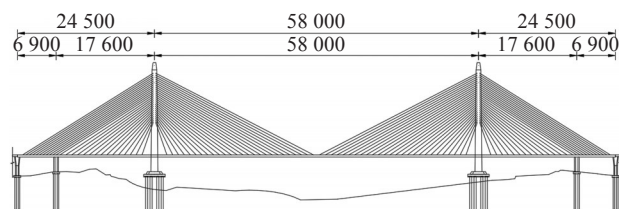


图1 某大桥桥型布置 (单位: cm)

Fig. 1 Bridge layout plan of a bridge (unit: cm)

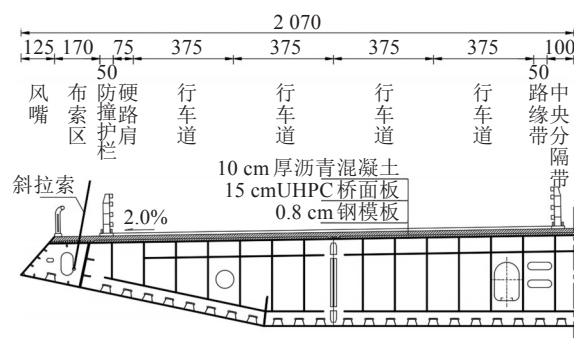


图2 UHPC组合梁断面 (单位: cm)

Fig. 2 Section view of UHPC composite beam (unit: cm)

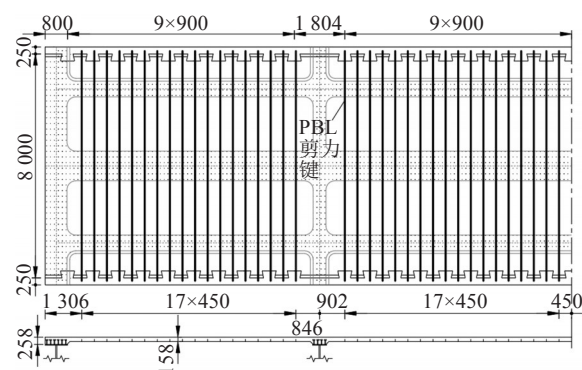


图3 UHPC桥面板整体构造 (单位: mm)

Fig. 3 Overall structure of UHPC bridge deck (unit: mm)

2 试验概况

2.1 材料性能

工程和试验所采用 UHPC 的配合比: 预混料 2 116 kg/m³, 钢纤维 180 kg/m³, 减水剂 34.02 kg/m³, 外加剂 2.43 kg/m³。其中, 预混料组分包括水泥、硅灰、矿粉、石英砂。钢纤维为平直型, 长度为

13 mm, 长径比为 65, 体积掺量为 2.5%。UHPC 的水胶比为 0.16。材料性能试件每组 3 个, 随桥面板一起浇筑、养护。经试验测得的 UHPC 立方体抗压强度、轴心抗压强度、轴心抗拉强度平均值和变异系数见表 1。工程和试验所采用平钢板和 PBL 剪力键钢板由 Q345C 淬火钢铸成, 屈服强度标准值 $f_y \geq 345$ MPa。试件埋置钢筋的型号均为 HRB400, 屈服强度标准值 $f_y \geq 400$ MPa。

表 1 UHPC 材料性能试验结果
Table 1 Test results of UHPC material properties

立方体抗压强度/MPa	平均值/MPa	变异系数/%	轴心抗压强度/MPa	平均值/MPa	变异系数/%	轴心抗拉强度/MPa	平均值/MPa	变异系数/%
175.8	187.9	6.8	146.5	155.6	5.1	10.6	11.3	8.5
186.5			159.7			10.9		
201.4			160.6			12.4		

2.2 试件设计及制作

考虑试验规模、湿接缝处桥面板受力特点, 结合图 3, 从中取出以湿接缝为中心区段的长 4 m, 宽 0.9 m, 厚 0.15 m 的钢-UHPC 桥面板为试件进行试验, 桥面板试件设计如图 4 所示, 为该大桥湿接缝的足尺模型。桥面板两侧预制段各 1.5 m, 中间 1 m 为现浇段。阶梯式燕尾榫端部间距为 0.5 m, 根部间距为 1 m。虚线表示 PBL 剪力键钢板, 沿桥面板中线对称设置两道, 宽度为 10 mm (图 4 中未画出), 间距为 450 mm。点线表示 PBL 剪力键钢板的嵌补段。嵌补段位于现浇段中央, 其长度为 300 mm, 横截面尺寸与非嵌补段 PBL 相同。考虑木模版的制作难度, 将湿接头整体从正中央往横向平移 50 mm, 使斜边避开 PBL 剪力键。燕尾榫的构造如图 5(a)所示。燕尾榫长度为 250 mm, 根部和端部的宽度分别为 400、500 mm, 阶梯的宽度为 100 mm, 长度为 460 mm, 水平面距燕尾榫顶

面为 65 mm。PBL 剪力键钢板的局部构造如图 5(b)所示。剪力键钢板垂直焊接于平钢板上, 其高度为 90 mm。剪力键钢板中部预留直径为 50 mm 的圆孔, 顶部预留半径为 16 mm 的弧形切口。

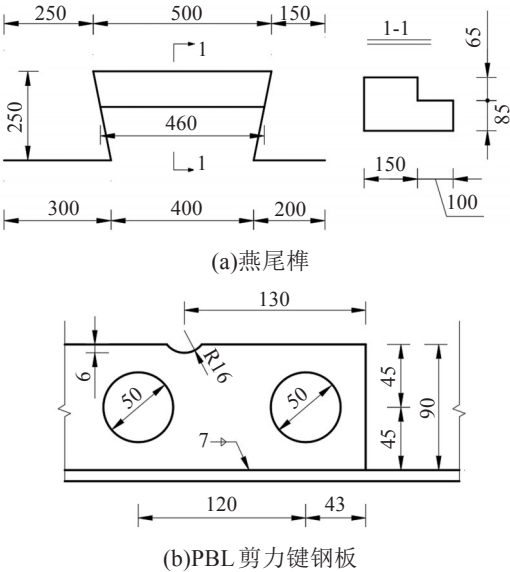


图 5 桥面板局部构造 (单位: mm)

Fig. 5 Local structure of bridge deck(unit:mm)

试件桥面板钢筋布置如图 6 所示。上层钢筋由 6 根 $\phi 22$ 的纵向钢筋和 29 根 $\phi 16$ 的横向钢筋组成, 下层钢筋由 2 根 $\phi 12$ 的纵向钢筋, 28 根 $\phi 12$ 的横向钢筋和 5 根 $\phi 22$ 的加密钢筋组成。上层纵筋中轴线间距为 150 mm, 最外侧纵筋中轴线距桥面板侧边 75 mm, 所有上层纵筋中轴线距桥面板顶面 35.5 mm。下层纵筋放置于 PBL 剪力键钢板附近,

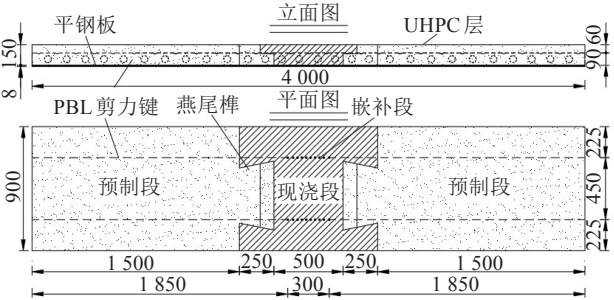


图 4 试件桥面板构造 (单位: mm)

Fig. 4 Specimens of construction of bridge deck(unit:mm)

轴线距平钢板顶面 24 mm; 上、下层纵筋均分三段焊接, 焊接处位于现浇段靠近接头端部, 焊接长度为 $7d$, d 代表焊接钢筋的直径。上层横向钢筋放置于 PBL 剪力键钢板的弧形切口上, 轴线距平钢板顶面 93 mm; 下层横向钢筋穿过 PBL 剪力键钢板预留圆孔的正中心, 轴线距平钢板顶面 45 mm。上、下层横向钢筋与 PBL 剪力键钢板共同形成 PBL 剪力键, 并参与受力。

试件制作时, 所有钢筋在定位完成后, 用铁扎丝绑扎固定。铁丝网钉在燕尾榫模板内侧, 随模板一齐拆除, 使燕尾榫形成凹凸不平的粗糙面, 发挥钢纤维的桥接作用。试件分 2 次浇筑, 第 1 次浇筑完成后自然养护 3 d, 待混凝土硬化后拆模, 随后进行第 2 次浇筑。2 次浇筑完成后进行蒸气养护, 养护条件为: 均匀升温 (24 h) $\rightarrow$ 恒温 90°C (48 h) $\rightarrow$ 均匀降温 (24 h)。

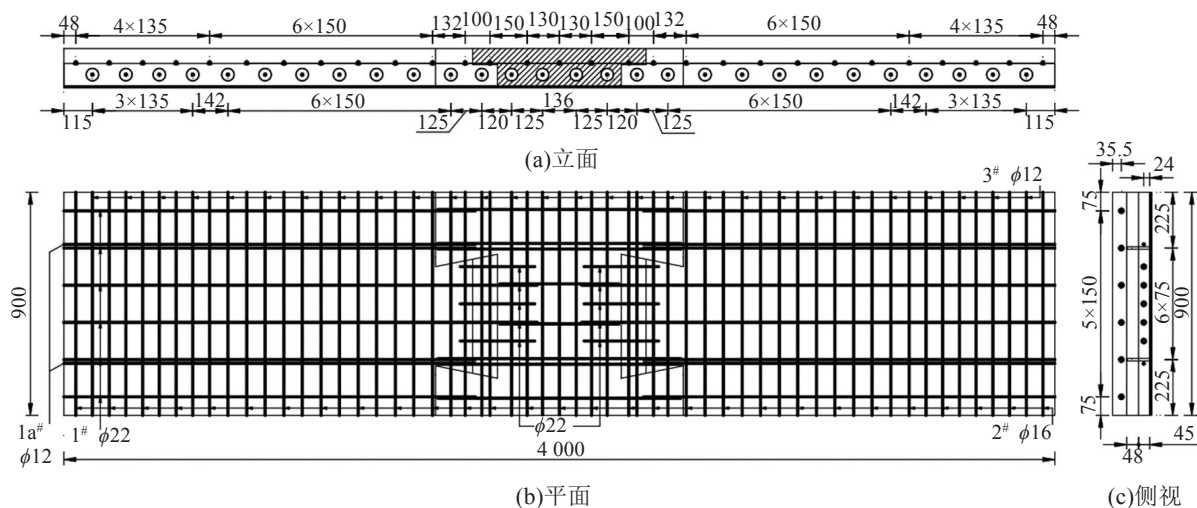


图6 试件钢筋布置 (单位: mm)

Fig. 6 Reinforcement arrangement of specimen(unit:mm)

2.3 加载装置及测点布置

桥面板倒置 (UHPC 正面朝下), 采用四点弯曲加载, 湿接缝位于纯弯段正中间, 如图 7 所示。加载装置包括分配梁、支座和千斤顶。分配梁和支座均由 Q345 钢铸成。分配梁横截面为 $400\text{ mm} \times 400\text{ mm}$ 的工字梁。分配梁的长度为 1.8 m, 腹板两侧沿长度方向分别有 5 道加劲肋。与文献[8-9]相似, 分配梁下设置 2 个受力支座, 1 个为固定铰支座, 1 个为滑动铰支座。2 个支座中心间距为 1.5 m。支座横向长度均为 90 cm, 支座断面为带凹槽或凸弧的矩形, 长 $10\text{ cm} \times$ 高 10 cm 。桥面板试件下放置 2 个中心间距为 3.7 m 的受力支座, 支座类型同分配梁。

跨中沿横向布置 3 个高精度位移计 (编号为 D2-1、D2-2、D2-3), 支座上方布置 2 个 (编号为 D1、D3), 均固定于大地, 一同测量竖向挠度。板的两端沿纵向布置位移计 (编号为 Z1、Z2) 固定于桥面板倒置后的底钢板上, UHPC 上的测量点距离钢板外表面 3.5 cm, 测量混凝土与钢板间的相

对滑移。应变测点布置在钢筋、混凝土外表面和钢板外表面 3 个部分。钢筋应变片布置如图 8 所示。顶、底层纵向钢筋分别布置 10 个应变片, 应变片均在纯弯段内。顶层钢筋应变片 (编号为 ST1-1~ST1-5、ST2-1~ST2-5) 距顶面约 24 mm, 底层钢筋应变片 (编号为 SB1-1~SB1-5、SB2-1~SB2-5) 距平钢板外表面约 18 mm。

混凝土外表面应变片的布置包括侧面和水平表面, 如图 9(a)、9(b)所示。混凝土侧面共布置 9 个应变片 (编号为 CS1-1~CS1-3、CS2-1~CS2-3、CS3-1~CS3-3), 混凝土水平表面布置 11 个应变片 (编号为 CT1-1~CT1-3、CT2-1~CT2-5、CT3-1~CT3-3), 应变片均在纯弯段内。接缝布置 6 个引伸计 (编号为 Y1-1~Y3-1、Y1-2~Y3-2), 具体位置如图 9(b)所示。引伸计由位移计和开孔角钢组合而成, 如图 9(c)所示。

钢板外表面布置 9 个应变片 (编号为 SD1-1~SD1-3、SD2-1~SD2-3、SD3-1~SD3-3) 如图 10 所示, 应变片平面位置与图 9(b)中的一致。

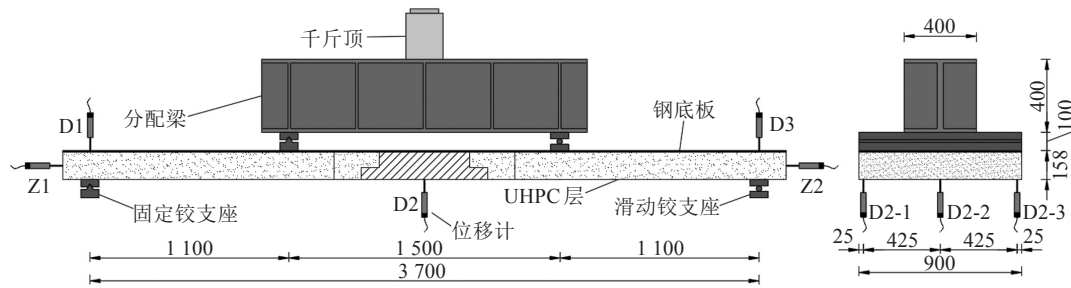


图7 加载装置 (单位: mm)

Fig. 7 Loading setup(unit:mm)

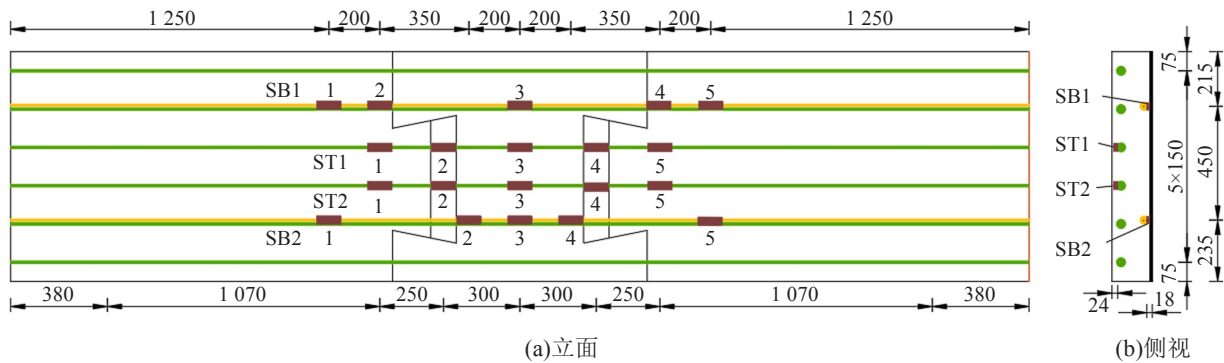
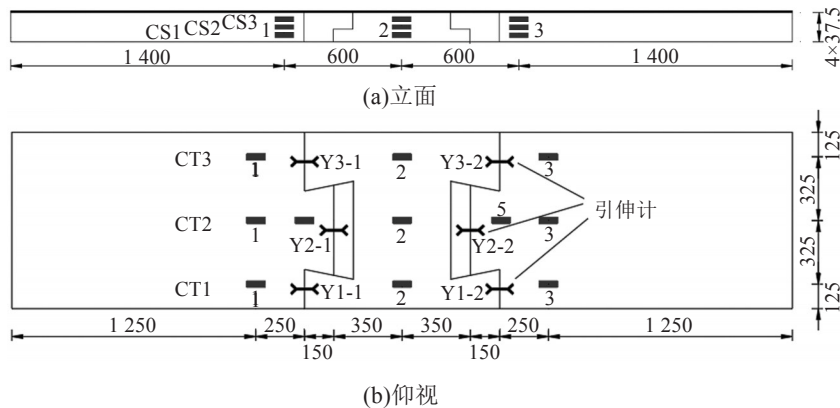


图8 钢筋应变片布置 (单位: mm)

Fig. 8 Strain gauge arrangement on steel bars (unit:mm)



(b)仰视

图9 混凝土表面应变片和引伸计布置 (单位: mm)

Fig. 9 Arrangement of strain gauge and extensometer on concrete surface (unit:mm)



(c)仰视引伸计安装

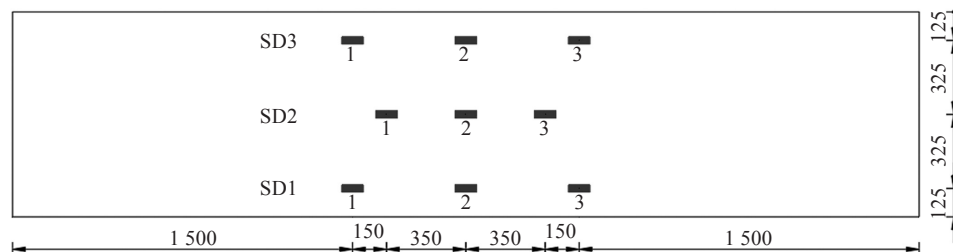


图10 钢板外表面应变片布置 (单位: mm)

Fig. 10 Strain gauge arrangement on steel plate surface(unit:mm)

2.4 加载方式

采用分级加载。考虑到试件预估开裂荷载远小于峰值荷载的一半, 为了得到荷载变形 (裂纹

宽度) 变化规律, 并提高试验效率 (分级不是太多), 结合文献[8-9]的荷载分级取值, 试验板开裂前按每级 10 kN 加载, 开裂后按每级 20 kN 加载,

到达极限荷载后，不再以荷载而以位移为单位继续加载，每级位移增量控制在3 mm左右。每级加载完成待荷载值稳定后进行应变、位移的记录和裂纹宽度的测量。

3 试验结果及分析

3.1 裂纹发展及破坏形态

裂纹过程如图11所示。当荷载增加到85.4 kN时，千斤顶油泵难以手动控制到规定荷载值，最先在接缝根部出现第1条可视主裂纹。当荷载增至96.7 kN时，接缝另一侧根部出现第2条可视主裂纹。当荷载为134.4 kN时，接缝端部和跨中出现第3条、第4条，可视主裂纹。当荷载为149.5 kN

时，滑动支座侧接缝端部出现第5条，可视主裂纹，所有裂纹宽度均不超过0.05 mm。0.5*P*（187.7 kN）时，固定支座侧裂纹最先贯穿接缝端部，随后是接缝根部，此后裂纹数量迅速增加，到0.87*P*（324.7 kN）时可见裂纹基本全部显现（其中*P*代表极限荷载值），最大裂纹宽度已达0.4 mm。裂纹多而密，主要集中在现浇段。

荷载超过0.87*P*后，裂纹数量不再随荷载增加而增多，但宽度逐渐增大。当荷载由峰值374.9 kN下降至368 kN时，跨中裂纹宽度明显增大，并贯穿全截面，宽度远大于其余裂纹，钢纤维已暴露于外，桥面板逐渐破坏，如图12所示。试件最终的破坏形态如图13所示。

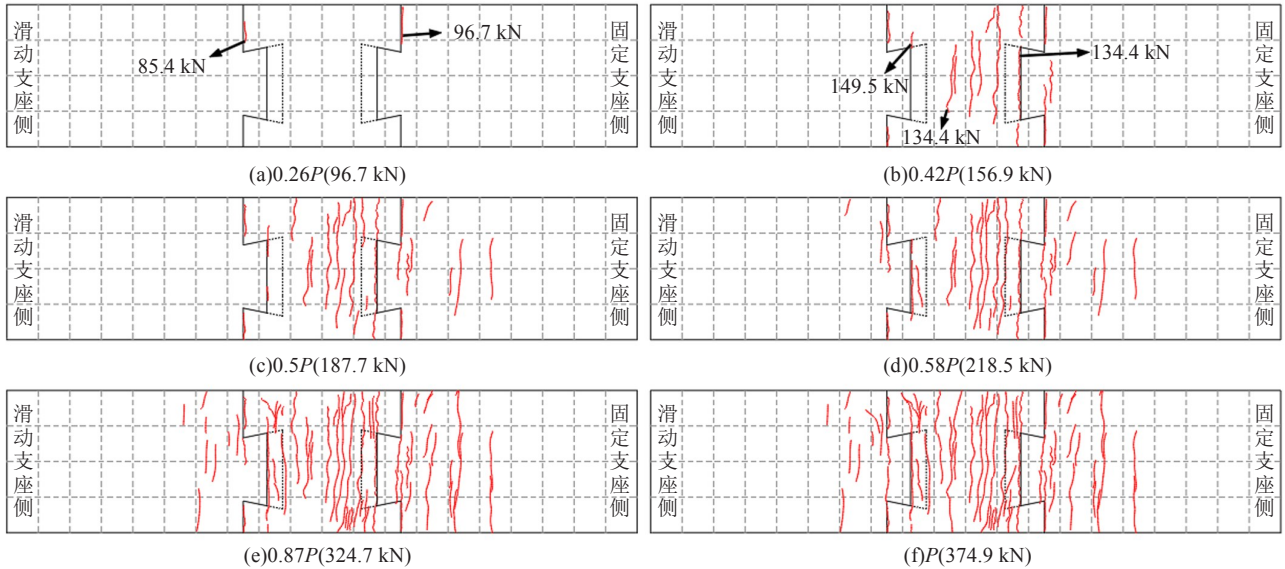


图11 裂纹发展过程

Fig. 11 Crack development process

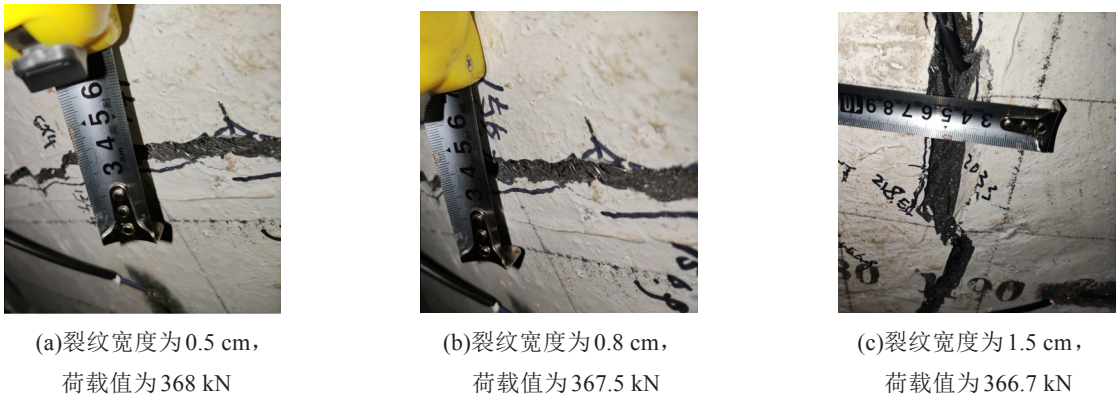


图12 跨中裂纹宽度明显增大
Fig. 12 Obvious increase of midspan crack width



图13 试件破坏形态

Fig. 13 Failure pattern of a specimen

3.2 荷载-裂纹宽度曲线

选取5条主裂纹作为考察对象, 荷载-裂纹宽度曲线如图14所示。其中, cr4为跨中裂纹, cr1、cr2位于接缝根部, cr3、cr5位于接缝端部。从图14中可以看出, 裂纹最先在接缝根部出现, 其宽度最早达到0.05 mm, 此时荷载为149.5 kN。当荷载到达370 kN后, 最大裂纹宽度已超过1 mm。当到达极限荷载时, 最大裂纹宽度已超过2 mm。从整体看, 裂纹宽度小于0.2 mm时, 荷载-裂纹宽度曲线近似线性增长, 超过0.2 mm后进入非线性阶段, 这与李文光等人^[15]的结论相同。

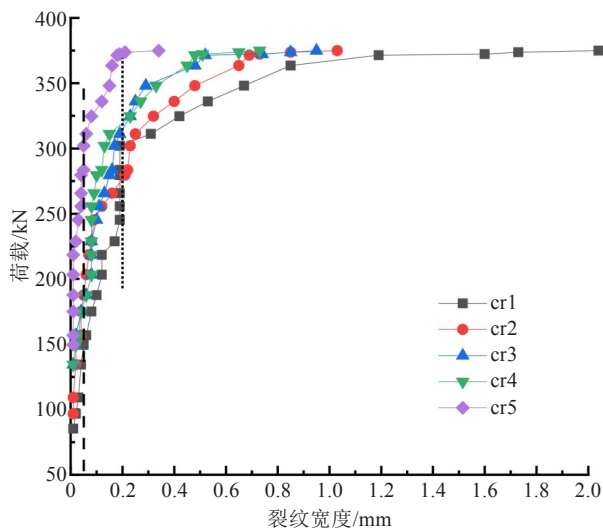


图14 荷载-裂纹宽度曲线

Fig. 14 Load-crack width curves

3.3 荷载-位移曲线

试验板的荷载-位移曲线如图15所示。图中的竖向位移表示跨中挠度平均值, 计算公式为 $\delta = (D2-1 + D2-2 + D2-3)/3 - (D1 + D3)/2$, 竖向位移计D1、D3、D2-1、D2-2、D2-3的具体位置如图7所示。

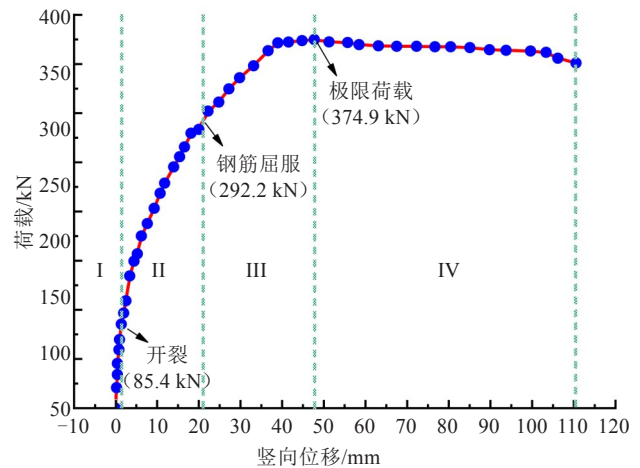


图15 荷载-位移曲线

Fig. 15 Load-displacement curve

从图15中可以看出, 随着荷载增加, 跨中挠度不断增大。根据该曲线发展趋势, 可将其分为4个阶段, 对应图中的I、II、III、IV。第一阶段为线弹性阶段, 此时位移与荷载近似呈正比, 试验板的刚度基本不变。第二阶段为裂纹发展阶段, 该阶段以出现第1条可见裂纹为起点。此阶段荷载-位移曲线开始呈非线性发展, 试验板的刚度随荷载增加而逐渐减小, 裂纹逐渐扩展。第三阶段为钢筋屈服阶段, 此阶段以出现面层钢筋应变达到0.002为起始, 直至峰值荷载。从该阶段起始点开始, 随着荷载增加, 荷载-位移曲线(图15)进一步变缓, 板的刚度进一步减小; 荷载-裂纹宽度曲线(图14)明显发生转折(变缓), 裂纹迅速扩展。第四阶段为延性破坏阶段, 从极限荷载至无法承担荷载, 失去承载力。此阶段试验板已无法继续承受更大荷载, 刚度退化显著, 位移迅速增长, 最终主裂纹贯穿桥面板, 宽度远大于其他裂纹, 导致试件破坏。

为进一步研究桥面板的力学性能, 本研究和文献[9-10]的承载力比、刚度比和延性等试验结果见表2。其中, 文献[9]选取平面燕尾榫接缝的矩形截面试件F-A-S-SWM, 名称含义为: F代表受弯, A代表UHPC配合比, S代表纵向钢筋搭接, SWM代表采用铁丝网处理接缝界面, 其截面形式如图16(a)所示; 文献[10]选取立面T形接缝UHPC-工字钢组合梁试件SUCB-T1, 名称含义为: SUCB代表工字钢-UHPC组合梁, T1代表第1个T形接缝试件, 其截面形式如图16(b)所示。

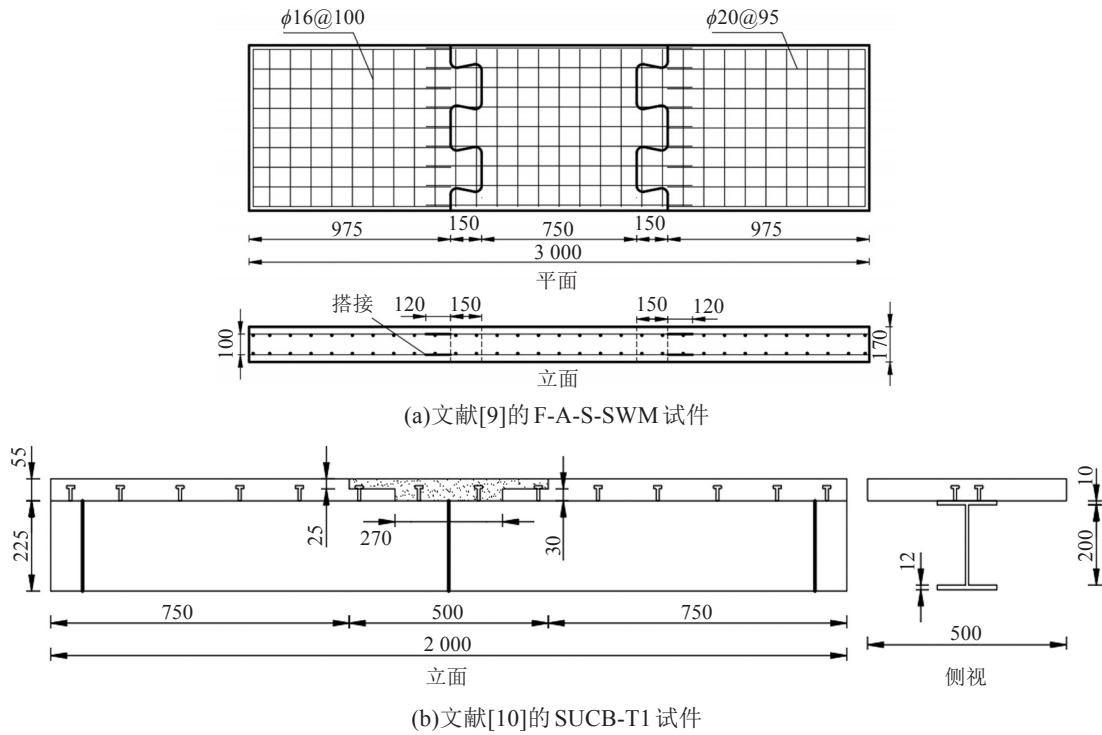


图 16 文献[9]和[10]的试件 (单位: mm)

Fig. 16 Specimens in references [9] and [10] (unit:mm)

表 2 本试验及文献[9-10]试验结果

Table 2 Test results in this paper and references [9] and [10]

试件	承载力比		刚度比			延性	
	F_{cr}/F_p	F_y/F_p	K_{cr}/K_0	K_y/K_0	K_p/K_0	Δ_p/Δ_y	Δ_u/Δ_y
本试验	0.23	0.78	0.79	0.19	0.10	2.58	5.84
文献[9]	0.21	0.54	0.36	0.19	0.14	2.44	—
文献[10]	0.11	0.80	—	—	—	2.52	5.22

注: 表中的 F_{cr} 、 F_y 、 F_p 分别表示开裂荷载、屈服荷载和极限荷载; Δ_y 、 Δ_p 、 Δ_u 分别表示屈服荷载、极限荷载和破坏荷载对应的位移; K_{cr} 、 K_y 、 K_p 、 K_0 分别表示试件在开裂荷载、屈服荷载、极限荷载和加载起始时对应的刚度

由表 2 可知:

1) 承载力比

本试验试件试验开裂荷载与极限荷载的比值 F_{cr}/F_p 与文献[9]接近, 约为文献[10]的两倍, 其主要与截面形式和不同材料的布置有关, 表明: 阶梯式燕尾榫湿接缝可以显著提升桥面板的抗裂性能, 使之较晚开裂。而本试验试件的屈服荷载与极限荷载比值 F_y/F_p 接近文献[10]且高于文献[9], 说明其屈服时间较晚。

2) 刚度比

K_{cr}/K_0 、 K_y/K_0 以及 K_p/K_0 分别为试件开裂时、

屈服时和达到极限承载力时相比于初始阶段的刚度退化程度。试件的 K_{cr}/K_0 为文献[9]的 219%, 表明: 本试验试件在线弹性阶段刚度较大, 随着荷载增加, 钢筋屈服时两者刚度退化程度一致, 到达极限荷载时试件的刚度退化程度较严重, K_p/K_0 已下降至文献[9]的 71%。

3) 延性

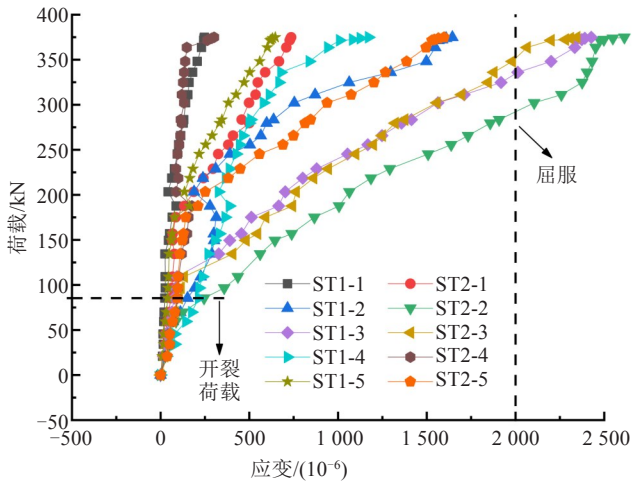
Δ_p/Δ_y 、 Δ_u/Δ_y 分别为试件到达极限承载力时和最终破坏时的位移延性系数。试件的 Δ_p/Δ_y 和 Δ_u/Δ_y 均更大, 表明: 钢筋屈服后桥面板仍具备良好的延性。 $\Delta_u/\Delta_y > 3$, 表明桥面板的延性满足抗震要求。

3.4 荷载-应变曲线

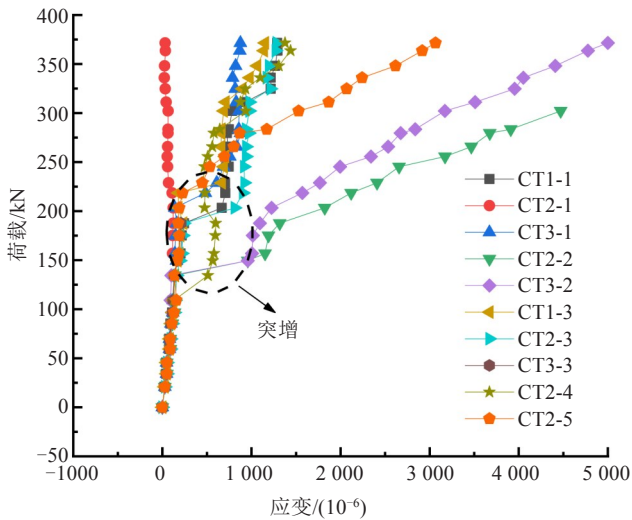
荷载-顶层钢筋应变曲线如图 17(a)所示。从图 17(a)中可以看出, 混凝土开裂前, 钢筋应变大致呈线性增加。混凝土开裂后, 各钢筋测点应变先后进入非线性阶段, 其中, 接缝处 (ST2-2) 和跨中 (ST1-3, ST2-3) 处混凝土较早开裂, 承受的力较早转移到钢筋。随着荷载增大, 最早进入非线性阶段的 3 个测点应变陆续达到 0.002, 此时可认为测点处钢筋屈服, 而钢筋其余测点处在极限荷载前未进入屈服状态。

荷载-混凝土表面应变曲线如图 17(b)所示。149.5 kN 之前所有混凝土测点应变均呈线性发展,

且斜率相同。此后, 因附近出现裂纹, 各测点应变突增。跨中 (CT2-2, CT3-2) 较早出现应变突增现象, 应变进入非线性阶段, 与其余测点的应变相差越来越大。



(a) 荷载-钢筋应变曲线



(b) 荷载-混凝土表面应变曲线

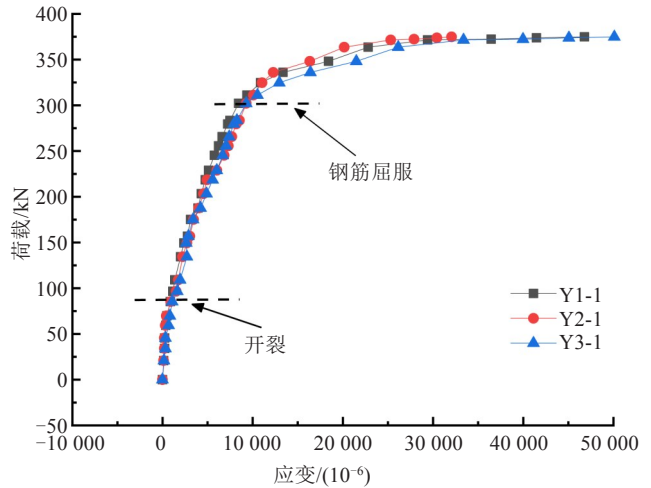
图 17 荷载-应变曲线

Fig. 17 Load-strain curves

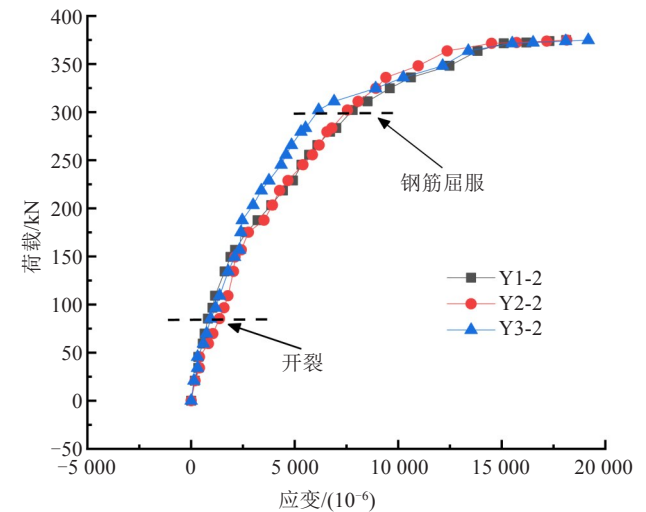
从图 17 中还可以看出, 无论是钢筋, 还是混凝土表面, 应变发展最快的测点大部分位于跨中, 因此, 可以判定桥面板跨中区域是薄弱截面区域。

荷载-接缝应变曲线如图 18 所示, 其中, 接缝应变计算公式为: $\epsilon = \Delta l / l$, Δl 为位移计读数, l 为 2 个角钢的水平距离。从图 18 中可以看出, 混凝土开裂前应变与荷载呈线性关系, 开裂后曲线发生转折进入非线性阶段。钢筋屈服时, 各接缝处测点应变均在 $6\,000\ \mu\epsilon$ 以上, 应变测试表明: 标距内有裂纹开展, 钢筋屈服后非线性程度加剧, 裂纹拓展速率加快。从图 18(a) 中可以看出, 固定支座

侧接缝 3 个测点应变在前期相近, 钢筋屈服后 3 点应变稍有不同, 接缝根部 (Y1-1, Y3-1) 的应变值大于端部 (Y2-1) 的。从图 18(b) 中可以看出, 接缝端部 (Y2-2) 与根部一侧 (Y1-2) 的应变在前期相近, 钢筋屈服时端部的应变稍小于根部的。



(a) 固定支座侧接缝



(b) 滑动支座侧接缝

图 18 荷载-接缝应变曲线

Fig. 18 Load-joint strain curves

3.5 平截面假定

各级荷载下跨中截面侧面的 3 个混凝土应变片 (CS1-2, CS2-2, CS3-2), 底面 1 个混凝土应变片 (CT1-2) 和 1 个外水平面钢板应变片 (SD1-2) 的测试结果沿板的高度分布如图 19 所示。从图 19 中可以看出, 随着荷载增加, 受压区高度逐渐减小, 中性轴逐渐上移, 截面始终近似服从平截面假定。中性轴高度在 $130 \sim 140\ \text{mm}$, 接近 UHPC 与钢板的结合面。

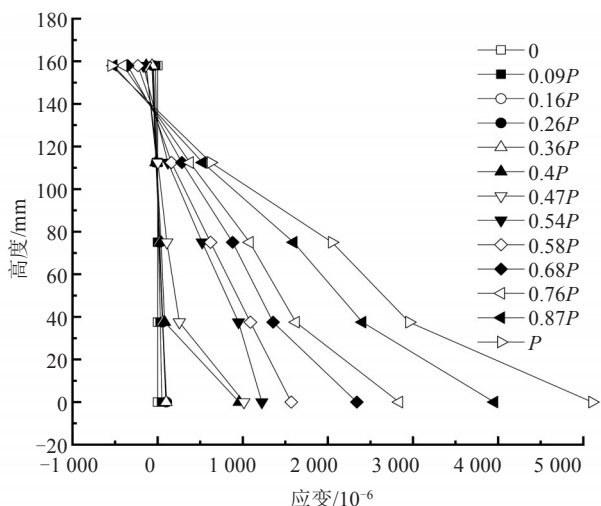


图19 沿高度应变分布

Fig. 19 Strain distribution along height

3.6 钢-UHPC纵向滑移

钢-UHPC的荷载-纵向滑移如图20所示。从图20中可以看出, Z1、Z2所测的纵向相对位移量随荷载变化趋势基本一致。134.4 kN前钢板顶面与UHPC测点间无纵向相对位移发生, 因此, 钢板与UHPC间无纵向滑移。而此荷载后, 纵向相对位移(由钢板与UHPC间的相对滑移量和UHPC截面变形超出满足平截面假定的部分组成)逐渐增大。纵向相对位移并非连续增长, 在某些时刻无变化, 且同时在Z1、Z2中发生, 表明: 桥面板两端的变形规律相同。极限荷载下最大纵向相对位移量不超过0.04 mm, 即小于桥面板长度的十万分之一, 表明: PBL剪力键能确保钢-UHPC间的连接, 使两者变形保持一致。

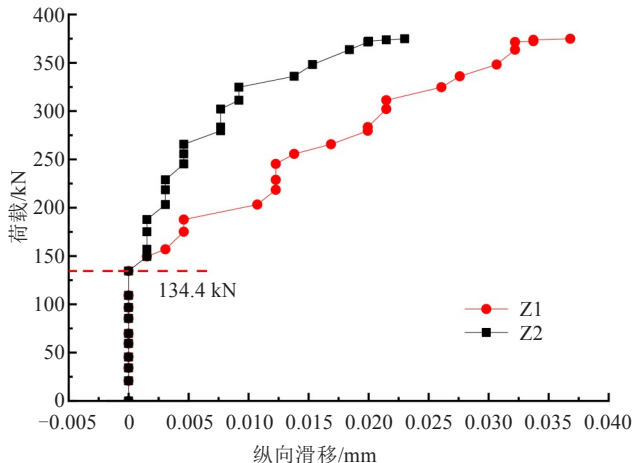


图20 荷载-纵向滑移曲线

Fig. 20 Load-longitudinal slip curves

4 结论

1) 新型钢-UHPC组合桥面板具有良好的抗裂性能、初始刚度和延性。阶梯式燕尾榫湿接头接缝处的抗裂能力、承载能力与湿接头非接缝处性能相当, 虽然接缝处初裂略早于非接缝处的, 但接缝处裂纹宽度未超过0.05 mm时, 非接缝处也出现了可视裂纹。开裂后, 桥面板刚度逐渐退化。当裂纹宽度到达0.2 mm时, 与荷载的关系从线性变为非线性。到达极限荷载后, 桥面板仍保持良好的延性, 满足抗震要求。

2) 极限荷载下, 同一截面钢-UHPC测点间的纵向相对位移量不超过0.04 mm, 表明: PBL剪力键能确保钢与UHPC形成整体, 保证两者共同变形。

3) 桥面板裂纹主要集中在现浇段, 多而密。跨中截面处钢筋和混凝土的应变均大于其他部位的。试件破坏以跨中裂纹宽度急剧增加为标志。收缩引起的UHPC拉应力跨中截面最大, 导致跨中截面相对薄弱。

参考文献(References):

- [1] Shafieifar M, Farzad M, Azizinamini A. Experimental and numerical study on mechanical properties of ultra high performance concrete (UHPC)[J]. Construction and Building Materials, 2017, 156: 402-411.
- [2] 黄祥, 刘天舒, 丁庆军. 超高性能混凝土研究综述[J]. 混凝土, 2019(9): 36-38. (HUANG Xiang, LIU Tian-shu, DING Qing-jun. Review of research on ultra-high performance concrete[J]. Concrete, 2019(9): 36-38. (in Chinese))
- [3] 邵旭东, 张哲, 刘梦麟, 等. 正交异性钢-RPC组合桥面板弯拉强度的实验研究[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2012, 39(10): 7-13. (SHAO Xu-dong, ZHANG Zhe, LIU Meng-lin, et al. Research on bending tensile strength for composite bridge deck system composed of orthotropic steel deck and thin RPC topping [J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2012, 39(10): 7-13. (in Chinese))
- [4] 邵旭东, 曹君辉, 易笃韬, 等. 正交异性钢板-薄层RPC组合桥面基本性能研究[J]. 中国公路学报, 2012, 25(2): 40-

45. (SHAO Xu-dong, CAO Jun-hui, YI Du-tao, 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(2):40-45.(in Chinese))
- [5] Shao X D, Yi D T, Huang Z Y, et al. Basic performance of the composite deck system composed of orthotropic steel deck and ultrathin RPC layer[J]. Journal of Bridge Engineering, 2013,18(5):417-428.
- [6] 孔祥明,吉伯海,傅中秋,等.正交异性钢桥面板焊缝疲劳应力影响因素分析[J].交通科学与工程,2017,33(3):10-17. (KONG Xiang-ming, JI Bo-hai, FU Zhong-qiu, et al. Analysis of influencing factors of fatigue stress of weld seam in orthotropic steel bridge deck[J]. Journal of Transport Science and Engineering, 2017,33(3):10-17.(in Chinese))
- [7] 李行,潘军,唐雪松.考虑车轮横向分布的钢桥面板顶板-U肋连接处疲劳损伤分析[J].公路与汽运,2020(1):106-109, 138. (LI Xing, PAN Jun, TANG Xue-song. Fatigue damage analysis of steel bridge deck roof-u rib joint considering transverse distribution of wheels [J]. Highways & Automotive Applications, 2020(1):106-109, 138.(in Chinese))
- [8] Zhao C, Wang K, Zhou Q, et al. Full-scale test and simulation on flexural behavior of dovetail-shaped reactive powder concrete wet joint in a composite deck system [J]. Journal of Bridge Engineering, 2018, 23(8): 1-10.
- [9] Qi J N, Bao Y, Wang J Q, et al. Flexural behavior of an innovative dovetail UHPC joint in composite bridges under negative bending moment[J]. Engineering Structures, 2019,200:109716.
- [10] Zhu Y P, Zhang Y, Hussein H H, et al. Flexural study on UHPC-steel composite beams with joints under negative bending moment[J]. Journal of Bridge Engineering, 2020, 25(10):04020084.
- [11] 王文前.装配式钢-RPC轻型组合桥面结构关键技术研究[D].长沙:湖南大学,2013. (WANG Wen-qian. The research on key technologies of assembled light composite deck system composed of steel deck and RPC [D]. Changsha: Hunan University, 2013. (in Chinese))
- [12] 邵旭东,陈斌,周绪红.钢-RPC轻型组合桥面结构湿接头弯曲试验[J].中国公路学报,2017,30(3):210-217. (SHAO Xu-dong, CHEN Bin, ZHOU Xu-hong. Experiment on bending behavior of wet joints in lightweight composite deck system composed of steel and RPC layer[J]. China Journal of Highway and Transport, 2017,30(3):210-217.(in Chinese))
- [13] 陈斌.正交异性钢-UHPC轻型组合桥面结构湿接头抗弯性能研究与试验[D].长沙:湖南大学,2018. (CHEN Bin. Research and experiment on bending behavior of wet joints in lightweight composite deck system composed of orthotropic steel and UHPC layer[D]. Changsha: Hunan University, 2018. (in Chinese))
- [14] 陈德宝,曾明根,苏庆田,等.钢-UHPC组合桥面板湿接缝界面处理方式[J].中国公路学报,2018,31(12):154-162. (CHEN De-bao, ZENG Ming-gen, SU Qing-tian, et al. Interfacial treatment measures of wet joints in composite bridge deck composed of steel and UHPC layer[J]. China Journal of Highway and Transport, 2018, 31(12):154-162.(in Chinese))
- [15] 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(11):93-102. (LI Wen-guang, SHAO Xu-dong, FANG Heng, et al. Experimental study on flexural behavior of steel-UHPC composite slabs[J]. China Civil Engineering Journal, 2015,48(11):93-102.(in Chinese))