

焊钉集群式后结合超高性能混凝土组合桥面板 抗弯性能

徐 晨¹, 田霖博¹, 许琴东¹, 于西尧², 张玉彬³, 苏庆田¹

(1. 同济大学 土木工程学院, 上海 200092; 2. 中铁十八局集团有限公司勘察设计院, 天津 300222;

3. 兴泰建设集团有限公司, 内蒙古 呼和浩特 010000)

摘要: 为考察焊钉集群布置对后结合超高性能混凝土(UHPC)组合桥面板受力性能的影响,进行常规均匀焊钉布置组合桥面板及群钉布置后结合组合桥面板试件的弯曲荷载试验和基于材料塑性损伤模型的有限元参数化分析。试验结果表明,群钉布置与均匀焊钉布置试件破坏模式特征均为 UHPC 板压溃、钢结构 U 肋底面屈服,二者弹性抗弯刚度分别为 $232\text{ kN}\cdot\text{mm}^{-1}$ 及 $213\text{ kN}\cdot\text{mm}^{-1}$,承载力分别为 $2\,154\text{ kN}$ 及 $2\,049\text{ kN}$ 。U 肋屈服前,两试件的界面最大滑移值均小于 0.2 mm 。两试件应变分布及发展规律相似,截面应变分布均近似服从平截面假定。参数化分析结果表明,群钉孔纵向布置间距由 600 mm 增至 $1\,200\text{ mm}$,承载力及弹性刚度无明显变化。群钉孔尺寸相同时,孔间距对 UHPC 黏结界面结合状态无显著影响。间距 600 mm 相较 $1\,200\text{ mm}$ 布置可更好地保证焊钉受力安全性及截面组合效应。综合对比参数化模型抗弯性能,纵向间距 600 mm 结合群钉孔内 2×3 群钉布置对正弯矩作用下后结合钢-UHPC 组合桥面板受力状态改善更为有利。

关键词: 钢-UHPC 组合桥面板;群钉连接件;受弯试验;有限元模拟;参数化分析

中图分类号: U443.33

文献标志码: A

Flexural Performance of Post-Combined Ultra-High Performance Concrete Composite Bridge Deck with Grouped-Stud Arrangement

XU Chen¹, TIAN Linbo¹, XU Qindong¹, YU Xixiao², ZHANG Yubin³, SU Qintian¹

(1. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Survey and Design Institute, China Railway 18th Bureau Group Co., Ltd., Tianjin 300222, China; 3. Xingtai

Construction Group Co., Ltd., Hohhot 010000, China)

Abstract: To investigate the effects of grouped-stud arrangement on the mechanical performance of the post-combined UHPC (ultra-high performance concrete) composite deck, bending load tests and finite element parametric analysis based on the UHPC plastic damage model were conducted for a composite deck specimen with averagely spaced studs and a post-combined composite deck specimen with grouped-stud connection. The test results show that the failure characteristics of these two specimens are UHPC plate crushing and steel U-rib bottom yielding. The elastic flexural stiffness of the specimen with grouped-stud connection and the one with averagely spaced studs are $232\text{ kN}\cdot\text{mm}^{-1}$ and $213\text{ kN}\cdot\text{mm}^{-1}$ respectively, and the bearing capacity are $2\,154\text{ kN}$ and $2\,049\text{ kN}$ respectively. The maximum interface slip value of these two specimens is less than 0.2 mm before the U-rib yielding. These two specimens have the same strain distribution and strain development pattern. The cross-sectional strain distributions of the specimens approximately obey the plane section assumption. The parametric analysis results show that there is no significant change in the bearing capacity and elastic bending stiffness when the grouped-stud hole spacing is increased from 600 mm to $1\,200\text{ mm}$. When the grouped-stud hole size is the same, the hole spacing has no significant effect on the bonding state of UHPC bonding interfaces. The 600 mm spacing of grouped-stud holes can better ensure the safety of studs and the cross-sectional combination effect than the $1\,200\text{ mm}$ arrangement. Comparing the flexural performance of parametric

收稿日期: 2023-03-27

基金项目: 国家自然科学基金(51978501);内蒙古鄂尔多斯科技计划(2022YY035);国家重点研发计划(2017YFC0703402)

第一作者: 徐 晨(1982—),男,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以及功能复合材料的开发与应用。E-mail: xuchenprc@tongji.edu.cn

通信作者: 苏庆田(1974—),男,教授,博士生导师,工学博士,主要研究方向为钢桥与钢混组合结构桥。E-mail: sqt@tongji.edu.cn



论文
拓展
介绍

models, the longitudinal spacing of 600 mm combined with the 2×3 grouped-stud arrangement in the hole is more favorable to improve the stress state of the post-combined steel-UHPC composite deck under positive bending.

Key words: steel-UHPC (ultra-high performance concrete) composite deck; grouped-stud connector; flexural test; finite element simulation; parametric analysis

正交异性桥面钢板在重车比例升高、车流量增大等日益严峻的服役环境下,常有出现大量疲劳开裂的报道,疲劳裂缝严重影响结构的服役质量。超高性能混凝土 (ultra-high performance concrete, UHPC) 是一种抗压强度超过 150MPa、抗拉强度超过 7MPa 的具备高韧性、高耐久性的复合材料^[1-2],将其通过连接件与钢桥面板结合形成组合桥面板,可提升桥面板刚度、降低钢结构细节的疲劳应力幅水平,这对解决钢桥面板疲劳问题具有重要意义^[3-4]。焊钉是钢—UHPC 组合桥面板的常用连接件,由于组合桥面板中 UHPC 层较薄,焊钉的高度较小,一般为 35~50 mm,其直径为 13 mm,高径比不大于 4。

UHPC 的早期收缩发展较快,组合桥面板连接件的约束所导致的收缩次内力提高了 UHPC 早期收缩开裂的风险^[5-6]。当前主要通过高温蒸养、加密配筋等方法来降低 UHPC 收缩引起的结构次内力水平和抑制裂缝发展。但高温蒸养对现场施工设备的要求高,加密配筋增加了结构局部的施工难度,为此,本文提出将焊钉集群化布置,先浇筑无连接件部分的 UHPC,待 UHPC 早期收缩完成后再浇筑有连接件的部分使之与钢桥面板组合。已有研究结果表明该种后结合的连接构造减弱了 UHPC 层的收缩约束,降低了 UHPC 层早期收缩开裂风险^[7]。

然而,针对这种焊钉集群化布置的组合桥面板基本受力性能的研究尚未见报道。徐晨等^[8-9]通过连接件推出试验发现:疲劳荷载下群钉 UHPC 的局部损伤程度更为严重;在静载作用下,集群焊钉周边 UHPC 损伤分布不均,且损伤区域逐渐趋于连通。

这可能会对组合桥面板受力性能产生重要影响,限制这种新型组合桥面板型式的发展。已有研究主要关注的还是均匀焊钉布置组合桥面板。曾田等^[10]通过数值模拟指出增加焊钉数量对桥面板承载力具有影响。徐晨等^[11]针对均匀布置焊钉间距的影响开展试验研究及分析,指出增大布置间距可提高组合截面弯矩使用率及 UHPC 开裂荷载等级。

在此基础上,本文主要进行常规焊钉布置及群钉布置钢—UHPC 组合桥面板弯曲破坏试验,考察焊钉布置方式及结合方式对组合桥面板破坏形态、抗弯刚度、组合效应等方面的影响特点,并建立考虑材料塑性损伤的有限元参数化模型,讨论不同群钉布置方式对组合桥面板抗弯性能的影响规律。

1 钢—UHPC 组合桥面板试验设计

1.1 试件设计与制作

表 1 为试验试件安排。共设计和制作了 2 个钢—UHPC 组合桥面板试件(DPN 和 DPG),图 1 为试件布置。试件纵向长 2 800 mm、宽 1 380 mm、高 480 mm;试件焊钉直径和高度分别为 13 和 35 mm,两试件中焊钉分别采用均匀和集群布置方式。DPN 试件焊钉纵向间距为 190 mm、横向间距为 200 mm;DPG 试件群钉孔内焊钉纵向间距为 65 mm、横向间距为 50 mm,群钉孔纵向中心间距为 600 mm、横向中心间距为 620 mm。两试件 UHPC 内纵横向通长钢筋直径 16 mm,钢筋间距约 300 mm,纵向钢筋位于横向钢筋下部,同时 DPG 试件群钉孔中布置有局部连接钢筋(直径 16 mm),钢筋保护层厚度为 15 mm。试件 U 肋高 280 mm、厚 8 mm。

DPN 试件的 UHPC 为一次浇筑成形,DPG 试件的 UHPC 浇筑分 2 次进行,第 1 次浇筑除群钉孔以外的部分,第 2 次浇筑群钉孔,2 次浇筑间隔时间为 45h。UHPC 与钢盖板界面无特殊处理,先后浇筑 UHPC 界面采用人工凿毛处理。UHPC 浇筑后,在试件表面覆盖土工布及塑料薄膜进行常温养护,环境温度约为 10~25℃。

表 1 试件参数

Tab. 1 Summary of testing specimens

试件编号	试件尺寸/(mm×mm×mm)	焊钉布置形式	焊钉直径/mm	焊钉高度/mm	焊钉总数	群钉孔数量	群钉孔纵向中心间距/mm
DPN	1 380×2 800×480	均匀布置	13	35	90		
DPG	1 380×2 800×480	集群布置	13	35	90	10	600

1.2 材性试验

表 2 列出了按照标准试验方法^[12]测得的 UHPC

材料性能结果。此外,根据材性试验结果,焊钉极限抗拉强度为 599 MPa。12 mm 及 8 mm 厚钢板屈服

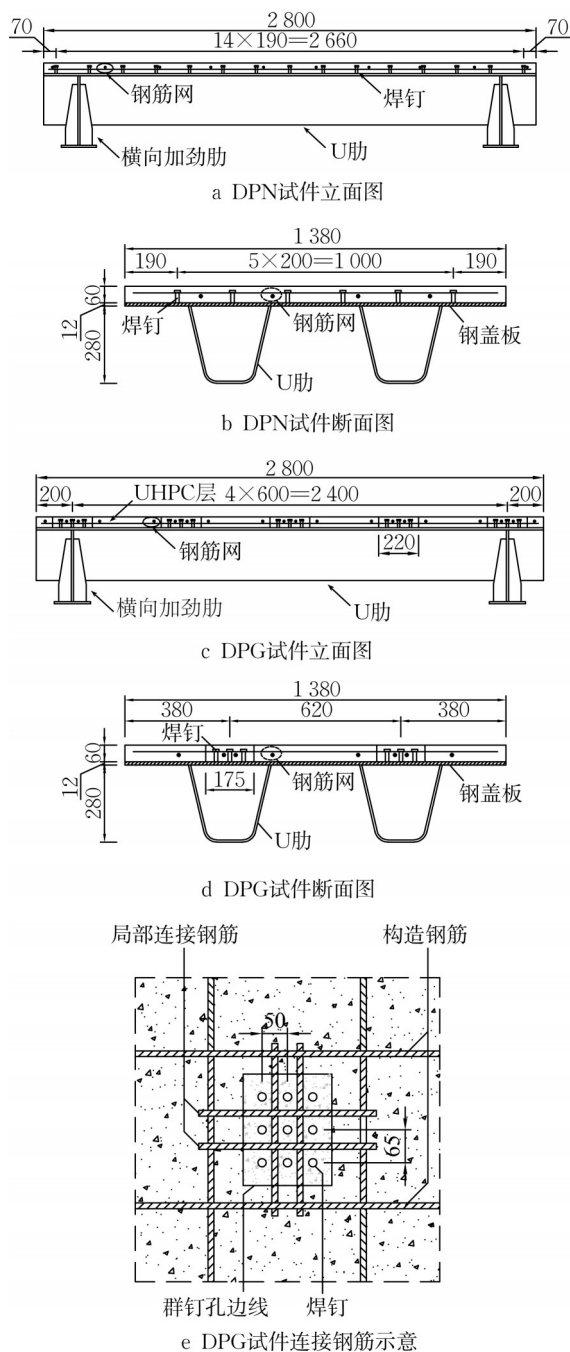


图 1 试件布置(单位:mm)

Fig. 1 Layout of specimens (unit: mm)

强度分别为 470 MPa 及 454 MPa, 弹性模量分别为 2.08×10^5 MPa 及 2.14×10^5 MPa, 极限强度均为 562 MPa。16 mm 直径钢筋弹性模量、屈服强度、极限强度分别为 1.99×10^5 MPa、469 MPa、623 MPa。图 2 所示为试验所得 UHPC 单轴应力-应变曲线, 其中图 2a 为轴拉、图 2b 为轴压。

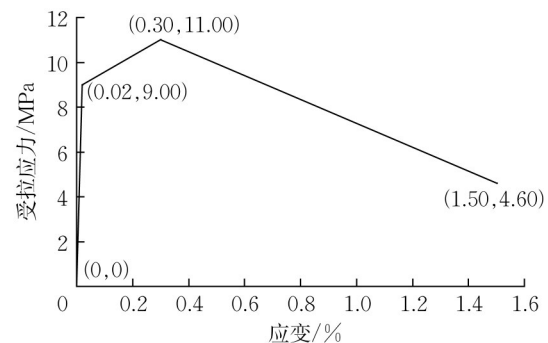
1.3 加载方案

图 3 所示为试件正弯矩加载示意图, 试件两端简支并在跨中施加竖向荷载。正式加载前进行最大

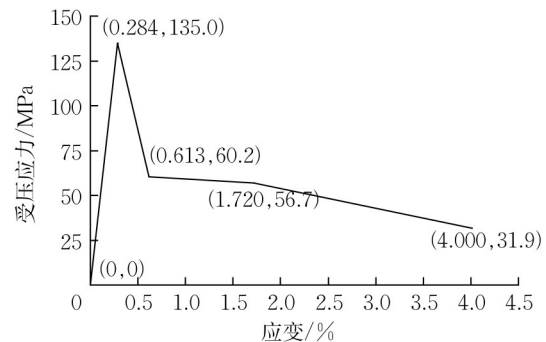
表 2 超高性能混凝土材性试验结果

Tab. 2 Test results of UHPC material properties

龄期/ d	抗折强 度/MPa	抗拉强 度/MPa	立方体抗压 强度/MPa	轴心抗压 强度/MPa	弹性模量/ MPa
7	30.1	7.2	97.2	92.2	42 400
28	26.5	8.3	96.1	110.6	51 900
120	23.2		137.9	105.5	52 600



a 拉伸应力-应变曲线



b 轴压应力-应变曲线

图 2 超高性能混凝土单轴应力-应变曲线

Fig. 2 Uniaxial stress-strain curves of UHPC

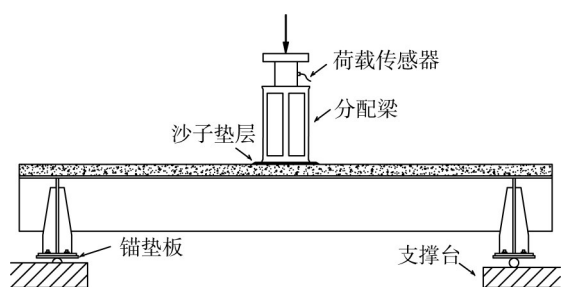
荷载为 100 kN 的预加载。正式加载时以 100 kN 为一级单调加载。每级荷载持荷 2min。当荷载达 1 500 kN, 改为位移控制加载, 直至试件破坏。

图 4 所示为 DPG 试件界面滑移测点和竖向位移测点布置图(DPN 试件测点布置与 DPG 相同)。位移测点位于跨中截面 U 肋底部, 同时在有群钉及无群钉区域布置滑移测点。在图 4a 中 1—1, 2—2, 3—3 这 3 个截面布置应变片进行纵桥向应变测量, 三截面应变测点布置相同, 如图 5 所示。

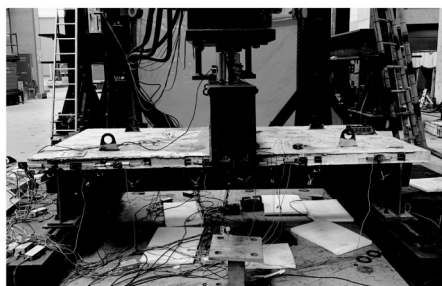
2 试验结果与分析

2.1 破坏模式与形态

图 6 所示为试件破坏形态。DPN、DPG 破坏模式均表现为 UHPC 板压溃、钢结构 U 肋底面屈服, 两试件端部 UHPC 与钢结构间出现明显滑移, DPN 试件破坏时端部一排焊钉出现剪切断裂(图 6c), DPG



a 加载立面示意



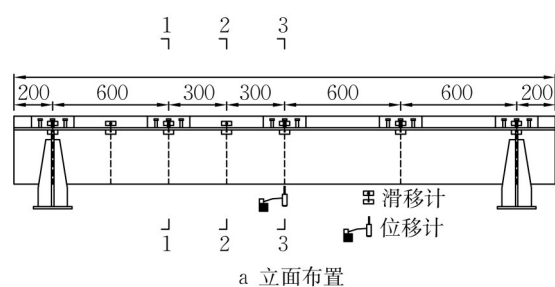
b 加载装置

图 3 试件加载示意

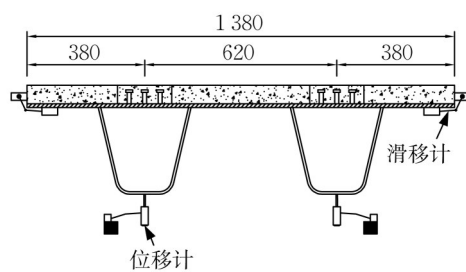
Fig. 3 Loading diagram of specimens

试件未观测到焊钉破坏。

图 7 所示为试件荷载-跨中挠度曲线,其中荷载为试验加载量,跨中挠度为横向对称布置的 2 个位移计采集数据的平均值。试件破坏过程包含弹性阶段、塑性发展阶段和失效阶段。在弹性阶段,试件荷载与挠度近似呈线性关系,荷载达 1 200 kN 时,两试件跨中 U 肋底缘应变达到 2×10^{-3} , U 肋底缘屈服。在塑性发展阶段,随荷载增大,试件挠度增大速率逐渐加大。荷载达 1 500 kN 时,加载点附近的 UHPC 有压溃迹象。持



a 立面布置



b 侧面布置

图 4 DPG 试件位移计及滑移计布置 (单位:mm)

Fig. 4 Displacement and slip sensors setup for DPG (DPN being the same) (unit: mm)

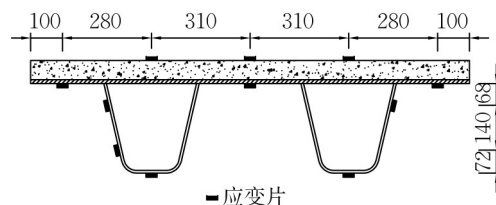
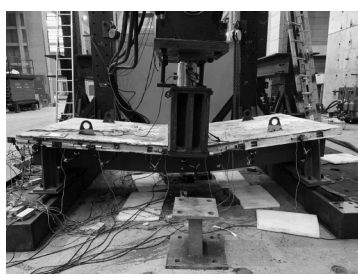


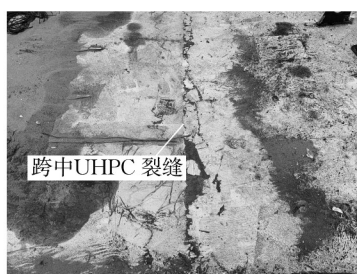
图 5 DPG 及 DPN 试件纵向应变测点布置 (单位:mm)

Fig. 5 Longitudinal strain gauges setup for DPG&DPN (unit: mm)

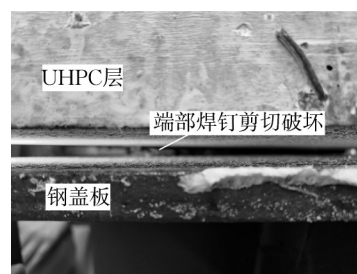
续增加荷载,最终两试件难以持荷发生破坏。



a 破坏极限状态



b 跨中UHPC压溃



c DPN试件端部焊钉破坏

图 6 试件破坏形态

Fig. 6 Test failure mode of specimens

定义荷载-跨中挠度曲线上 1 000 kN (约极限荷载 50%) 对应点的割线斜率为试件抗弯刚度, DPG 试件刚度为 $232 \text{ kN} \cdot \text{mm}^{-1}$, DPN 试件刚度为 $213 \text{ kN} \cdot \text{mm}^{-1}$, 说明二者在弹性阶段抗弯性能无明显差异。取加载试验中的最大荷载作为试件的极限承载力, DPN 和 DPG 的极限承载力分别为 2 049 kN、2 154 kN, 取

2 000 kN 为接近试件极限状态的荷载等级。DPN 试件荷载-位移曲线相较 DPG 试件提前进入下降段, 可能是由于端部焊钉破坏后试件持荷能力下降。

2.2 界面相对滑移

图 8 为试件 U 肋底缘屈服时 (荷载等级 1 200 kN) 和接近极限状态时 (荷载等级 2 000 kN) 的纵向滑移分

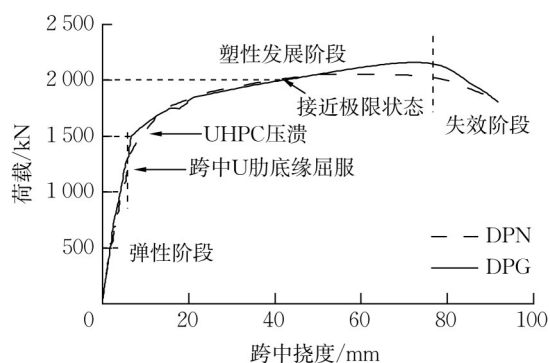
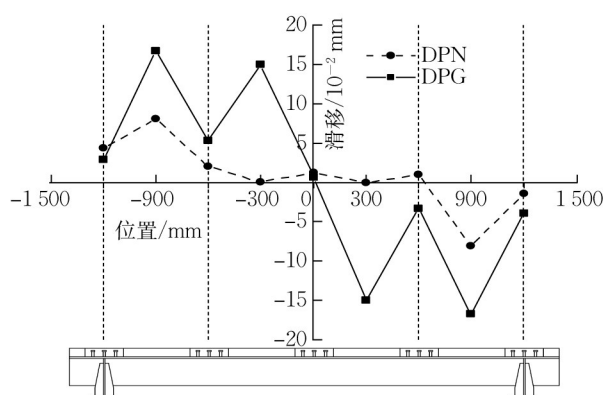
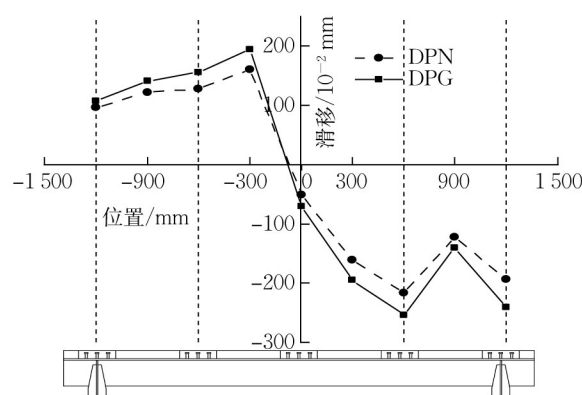


图7 试件荷载-挠度曲线

Fig. 7 Load-deflection curves of specimens



a 荷载等级1 200 kN (跨中U肋底缘屈服)



b 荷载等级2 000 kN (接近极限状态)

图8 试件界面滑移纵向分布

Fig. 8 Interlayer slip distribution in longitudinal direction

图9所示为两试件在距跨中900 mm处荷载-滑移关系。加载至650 kN前,两试件滑移值差异小于5%,之后DPG试件滑移增长加快。DPG试件在此处无群钉布置,但仍可在加载前期保证一定的组合效应。总体而言,相较常规均匀焊钉组合桥面板,群钉布置组合桥面板在纵向尤其是焊钉非集群位置易产生更大的界面滑移。但在钢构件U肋底部出现屈服之前,两试件的界面最大滑移值均小于0.2 mm。

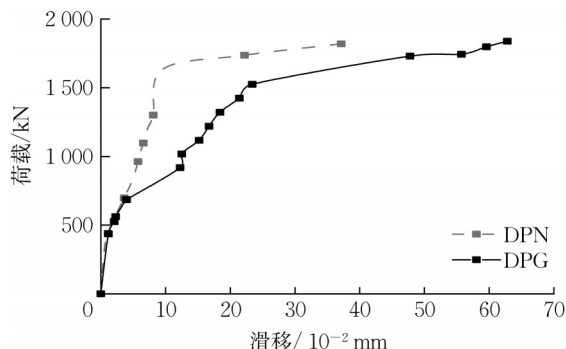


图9 距跨中900mm处的荷载-滑移曲线

Fig. 9 Load-slip curves at 900mm from mid-span

布,其中横轴表示与跨中位置的相对距离,纵轴表示试件两侧滑移计测量均值,虚线表示群钉中心所在位置。图8a所示为荷载水平达1 200 kN时两试件沿纵向的滑移分布。总体上DPN试件滑移小于DPG试件,两试件滑移值均在跨中处较小。对于DPG试件,距跨中600 mm及1 200 mm处滑移相较300 mm及900 mm处滑移较小,原因在于300 mm及900 mm处无焊钉布置,界面组合效应较弱。图8b所示为荷载水平达2 000 kN时两试件沿纵向的滑移分布。接近承载极限状态时,除跨中位置,两试件滑移值均较大,但DPG试件与DPN试件滑移分布相对差异明显减小。

2.3 截面应变分布与发展

图10所示为两试件UHPC及钢构件的纵向应变在2—2截面(距跨中300mm,见图4a)沿桥面板高度方向分布,应变测点位于UHPC顶面、钢盖板底面及U肋表面,应变取值为同高度测点测量均值。由于钢—UHPC界面存在相对滑移,该处UHPC与盖板应变未知。图中3个荷载等级分别对应试件的弹性阶段、塑性发展阶段及破坏阶段。DPN、DPG试件应变沿高度方向分布基本服从平截面假定,且DPG试件在2—2截面处无群钉布置,组合效应相较于1—1截面和3—3截面弱,说明尽管群钉布置方式较常规焊钉均匀布置使桥面板界面滑移增大,但仍可较好地保证UHPC与钢构件间的协同受力。

图11a及图11b所示分别为两试件2—2截面(图4a)UHPC及钢盖板纵向应变随荷载发展曲线。图中 m 编号指代UHPC或盖板中心线位置测点数值, s 编号指代构件横向两侧对称布置测点应变平均值。总体上两试件UHPC及钢构件相应测点应变发展趋势基本一致,DPG试件UHPC及盖板在加载初

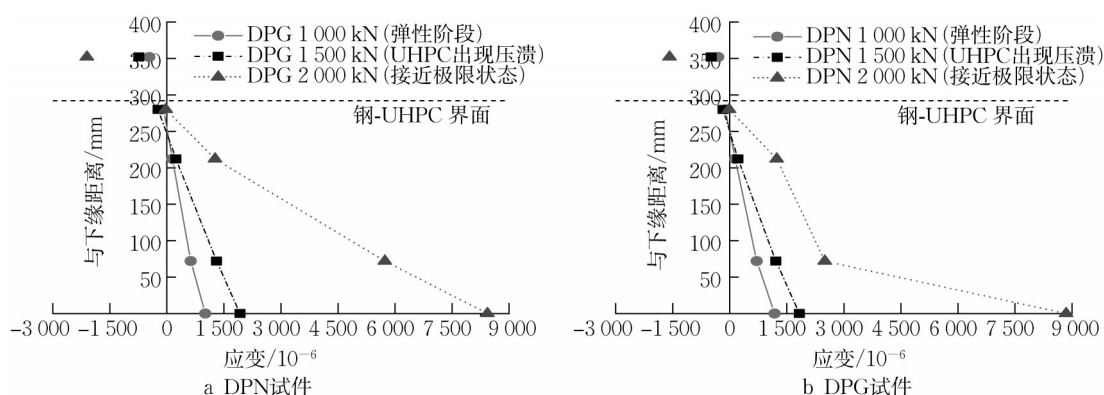


图 10 纵向应变沿 2—2 截面高度分布

Fig. 10 Longitudinal strain distribution along 2-2 section height

期的应变发展略快于 DPN 试件,原因在于 2—2 截面处 DPG 试件无群钉布置,组合效应较弱。在 UHPC 压溃现象(1 500 kN)出现之前,两试件盖板压应变

随荷载发展逐渐增大;之后由于 UHPC 压溃,截面塑性中性轴下降,盖板压应变出现减小趋势。最终试件破坏时钢盖板侧部由受压转为受拉。

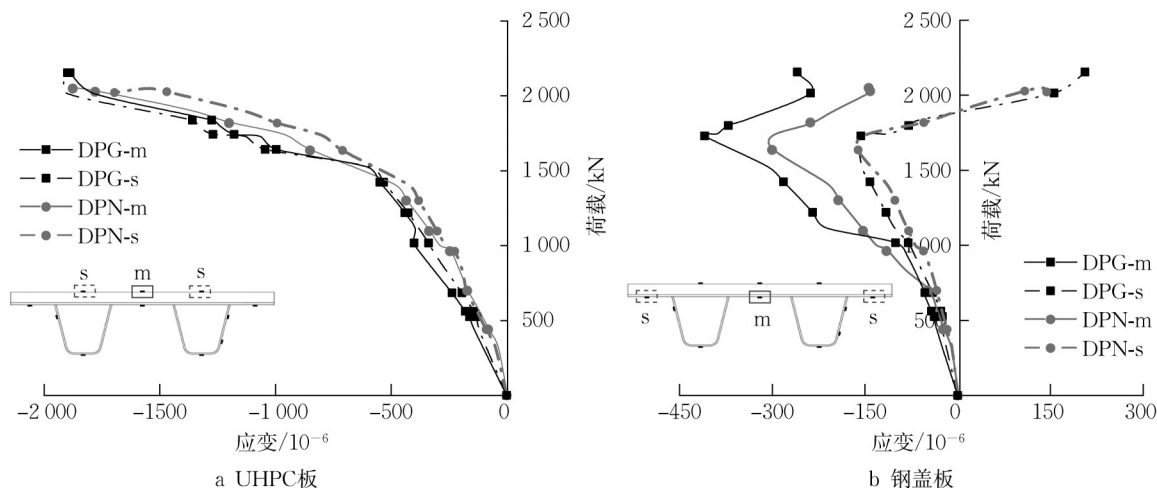


图 11 2—2 截面超高性能混凝土及钢盖板荷载-应变曲线

Fig. 11 Load-strain curves of UHPC and steel plate in 2-2 section

图 12 为 DPG、DPN 试件跨中纵向钢筋应变随荷载发展情况。加载初期 DPG 试件钢筋应变发展速率更大,荷载达 1 500 kN 时, UHPC 出现压溃现象,此时 DPG 试件钢筋应变为 -105×10^{-6} , DPN 试件钢筋应变为 -169×10^{-6} 。此后 UHPC 逐渐退出工作,内嵌钢筋由受压转为受拉,且应变增长迅速。

总体而言,正弯工况下集群式焊钉连接桥面板试件与常规焊钉连接桥面板试件具备相似的应变分布及发展规律。

3 钢—UHPC 组合桥面板弯曲试验有限元模拟

通过有限元模型对静载试验过程进行模拟,验

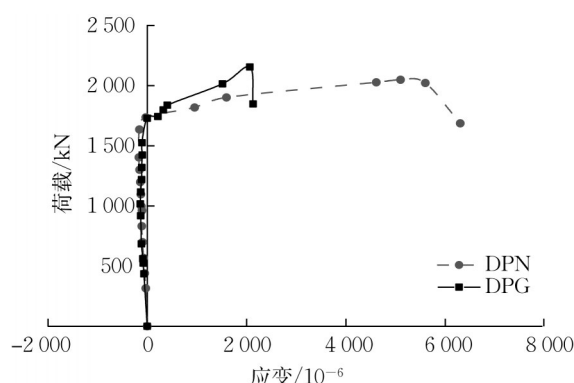


图 12 跨中位置纵向钢筋荷载-应变曲线

Fig. 12 Load-strain curves of longitudinal reinforcement at mid-span position

证有限元分析结果的可靠性。

3.1 有限元模型及材料本构

采用通用有限元软件Abaqus建立DPN及DPG试件有限元模型,编号分别为DPN-FEA、DPG-FEA。UHPC层采用C3D8R实体单元进行模拟,钢构件、钢筋及焊钉分别采用S4R板壳单元、T3D2桁架单元及connector连接单元模拟。图13所示为有限元模型加载示意。模型的支承与加载条件与试验试件一致,在横隔板底面施加简支边界条件(约束底面中心线X向及Y向平动自由度),在UHPC顶面选取静载试验分配梁作用区域设置面荷载以模拟加载。

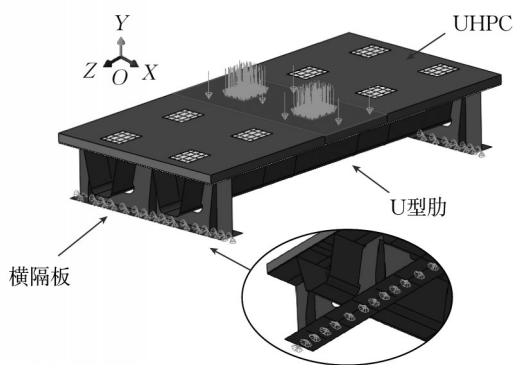


图13 有限元模型边界条件及加载模式

Fig. 13 Boundary condition and loading mode of finite element models

UHPC与钢盖板竖向采用硬接触,界面摩擦系数为0.3。参考冯峥等^[13]建立的先后浇筑UHPC界面拉伸应力-相对位移简化模型,UHPC先浇部分与后浇部分界面黏结采用考虑损伤演化的cohesive接

触近似模拟,黏结刚度 K 取 $155.6 \text{ MPa} \cdot \text{mm}^{-1}$,黏结强度 σ 取 4 MPa ,断裂能 G 取 $4.5 \text{ MPa} \cdot \text{mm}$ 。

基于材性试验结果,模型中钢材与钢筋本构采用双折线模型,弹性模型为 $208\,000 \text{ MPa}$,泊松比为0.3。基于同型号焊钉推出试验结果设置模型焊钉抗剪刚度并考虑非线性^[7],抗剪承载力取值为 76 kN 。图14所示为UHPC拉压损伤本构曲线,其中图14a为受拉,图14b为受压。UHPC拉压本构曲线基于图2应力-应变曲线拟合生成。采用Abaqus程序内置塑性损伤模型(CDP)模拟UHPC裂缝损伤行为,以图2为基础,通过式(1)及式(2)计算应力-非弹性应变曲线^[14],以式(3)及式(4)计算损伤因子-非弹性应变曲线^[15]。模型中设置混凝土受压损伤最大值为0.87,受拉损伤最大值为0.92。UHPC其他相关参数均参照Abaqus软件推荐值取值^[16]:剪切角为 36° ,偏心率为0.1,双轴受压与单轴受压极限强度比为1.16。

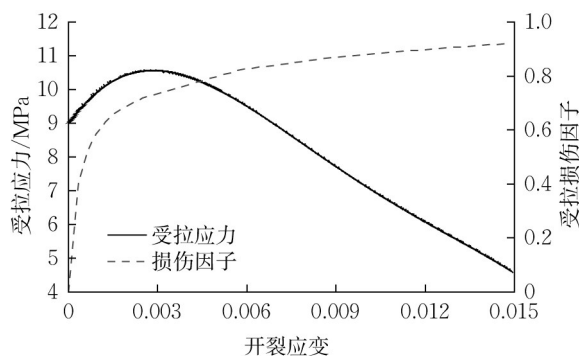
$$\epsilon_t^{\text{in}} = \epsilon - \sigma_c / E_0 \quad (1)$$

$$\epsilon_c^{\text{in}} = \epsilon - \sigma_t / E_0 \quad (2)$$

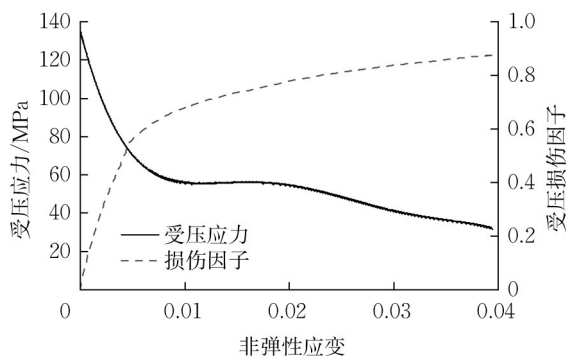
$$d_c = \frac{(\tilde{\epsilon}_c - \epsilon^{\text{pl}}) E_0}{\sigma_c + (\tilde{\epsilon}_c - \epsilon^{\text{pl}}) E_0} \quad (3)$$

$$d_t = \frac{(\tilde{\epsilon}_t - \epsilon^{\text{pl}}) E_0}{\sigma_t + (\tilde{\epsilon}_t - \epsilon^{\text{pl}}) E_0} \quad (4)$$

式中: ϵ_t^{in} 为受拉非弹性应变; ϵ_c^{in} 为受压非弹性应变; ϵ 为总应变; E_0 为初始弹性模量; σ_c 为单轴受压屈服应力; σ_t 为单轴受拉开裂应力; d_c 为计算受压塑性损伤因子; d_t 为受拉塑性损伤因子; $\tilde{\epsilon}_c$ 为受拉非弹性应变; $\tilde{\epsilon}_t$ 为受压非弹性应变; ϵ^{pl} 为塑性应变。计算 d_c 时假定 $\epsilon^{\text{pl}} = 0.7\tilde{\epsilon}_c$,计算 d_t 时假定 $\epsilon^{\text{pl}} = 0.7\tilde{\epsilon}_t$ 。



a 拉伸应力、拉伸损伤与非弹性应变关系



b 受压应力、受压损伤因子与非弹性应变关系

图14 塑性损伤模型

Fig. 14 Plastic damage model

3.2 模拟结果分析

图15为试验与计算所得荷载-跨中挠度曲线,可

见计算结果与实测结果线型基本吻合。表3为荷载-跨中挠度曲线各荷载等级下对应点的割线刚度(试

验所得刚度为 K_{DPN} 、 K_{DPG} ,有限元计算所得刚度为 $K_{\text{DPN-FEA}}$ 、 $K_{\text{DPG-FEA}}$ 。试件U肋底缘屈服前,试验与有限元计算所得刚度差异不超过3%。取挠度100 mm

内所得最大荷载值为模型承载力,DPN、DPG承载力的模拟结果分别为2 033 kN及2 020 kN,与试验结果比较不超过7%。模拟结果整体可靠。

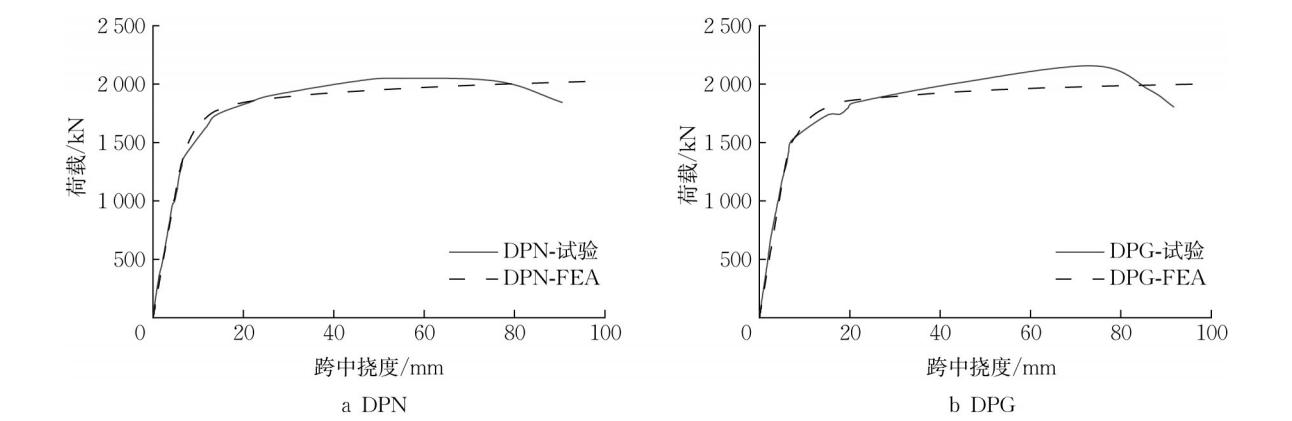


图 15 荷载-挠度曲线
Fig. 15 Load-deflection curves

表 3 刚度计算结果
Tab. 3 Results of stiffness calculation

荷载等级/kN	试件状态	刚度/(kN·mm ⁻¹)				$K_{\text{DPN-FEA}} / K_{\text{DPN}}$	$K_{\text{DPG-FEA}} / K_{\text{DPG}}$
		K_{DPN}	K_{DPG}	$K_{\text{DPN-FEA}}$	$K_{\text{DPG-FEA}}$		
1 000	弹性阶段	213.5	232.2	214.4	228.5	1.00	0.98
1 200	跨中U肋底缘屈服	208.4	228.7	213.6	227.8	1.03	1.00
1 500	UHPC出现压溃	170.1	206.8	191.4	209.3	1.13	1.01

图16所示为极限状态下DPN-FEA、DPG-FEA中UHPC顶面受压损伤分布,零表示无损伤,0.843表示损伤的最大值。模拟结果与试验现象保持一致,如图6b所示。DPN-FEA跨中处UHPC顶面损伤沿桥面板横向分布均匀,DPG-FEA则主要沿群钉中心向中部扩展,损伤面积相比更小。

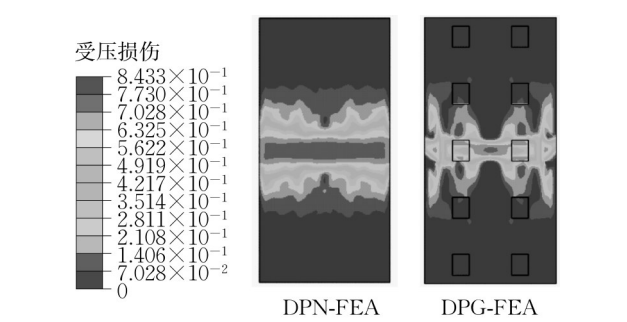


图 16 有限元模型极限状态超高性能混凝土顶面受压损伤分布
Fig. 16 UHPC top surface cracking damage distribution of finite element models in ultimate limit state

图17所示为荷载达1 500 kN时(约占最大荷载75%)DPG-FEA外侧UHPC先后浇筑黏结界面的模拟刚度退化情况,0表示无退化,1表示完全退化。

在跨中,UHPC界面出现刚度退化,最大值 S_{max} 为0.3,其余位置界面则无显著刚度退化,表明后浇群钉孔与周边UHPC连接良好。

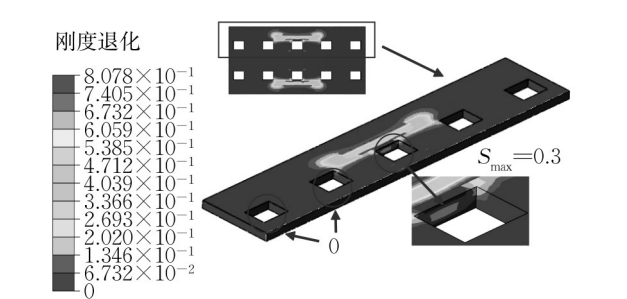


图 17 荷载等级1 500kN时超高性能混凝土黏结界面刚度退化
Fig. 17 Stiffness degradation of UHPC bonding interfaces at a load of 1 500kN

4 群钉布置参数化分析

为探究群钉布置形式对桥面板试件受力性能的影响,在前述有限元建模的基础上,追加3个带有不同群钉布置形式的参数化模型,如表4所列。DPG-FEA每个群钉孔内的焊钉排列为3×3,与试验试件相同,DPG-B每个群钉孔内的焊钉排列为2×3,

DPG-C 每个群钉孔内的焊钉排列为 4×4 ,DPG-D 孔内群钉布置与 DPG-FEA 相同,但焊钉总数较少。参数化模型群钉孔内焊钉纵横向间距保持一致。图 18 为参数化模型中群钉的具体布置情况。DPN-FEA 中焊钉为均匀布置,纵向间距为 190 mm,横向间距为 200 mm。

表 4 参数化模型群钉布置参数
Tab. 4 Summary of group studs arrangement in parametric models

模型名称	群钉孔数量	焊钉布置	群钉孔纵向尺寸/mm	群钉孔横向尺寸/mm	群钉孔中心纵向间距/mm	焊钉总数
DPG-FEA	10	3×3	220	175	600	90
DPG-B	15	2×3	155	175	600	90
DPG-C	6	4×4	285	225	1 200	96
DPG-D	6	3×3	220	175	1 200	54

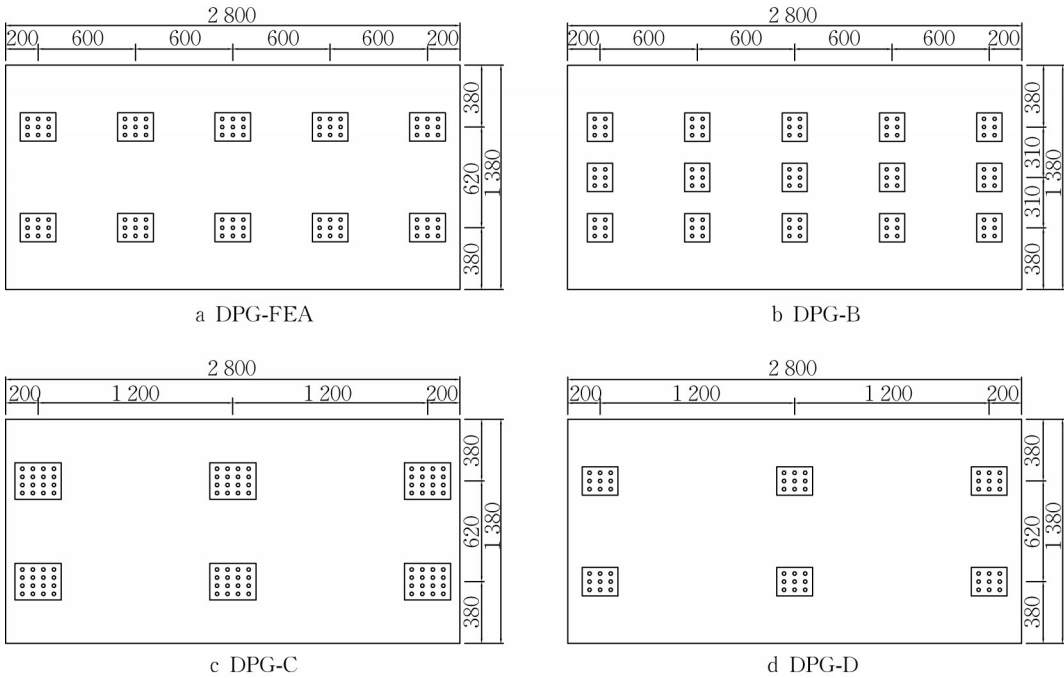


图 18 参数化模型群钉布置(单位:mm)

Fig. 18 Group studs arrangement in parametric models (unit: mm)

4.1 荷载-挠度曲线

图 19 所示为参数化有限元模型分析所得荷载-跨中挠度曲线,整体趋势基本一致。表 5 列出各模型承载力(挠度 100 mm 内所得最大荷载值)及荷载达 1 000 kN 时荷载-跨中挠度曲线上对应点的割线刚度。不同焊钉布置形式有限元模型的承载力及弹性段刚度差异不明显。

4.2 界面滑移与截面应变分布

图 20a 所示为参数化分析所得在荷载为 1 500 kN(约占最大荷载 75%)时的界面滑移纵向分布,图中横轴表示沿纵向与跨中的距离,纵轴为界面滑移数值。图 20a 中显示计算模型界面取值位置(共 15 个),均沿横向距 UHPC 板边缘 100 mm。图中虚线表示群钉孔中心所在位置。DPG-D 由于焊钉数量较少,其纵向各位置处滑移为各模型中最大

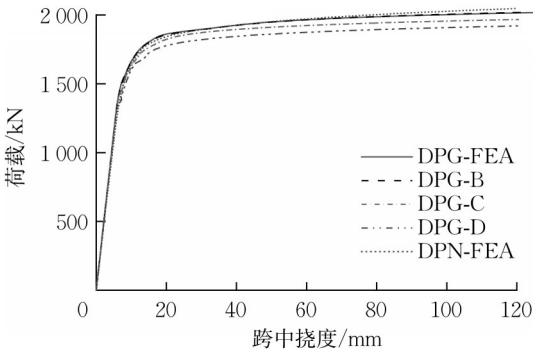


图 19 参数化模型荷载-挠度曲线

Fig. 19 Load-deflection curves of parametric models

值。DPG-FEA 与 DPG-B 滑移分布基本一致,DPG-C 滑移值在跨中 ± 900 mm 范围内相较两者略大,原因在于 DPG-FEA 和 DPG-B 在距跨中 600 mm 处布有群钉孔,而 DPG-C 在该区域距离其布置的群钉较

表 5 刚度及承载力计算结果

Tab. 5 Calculation results of stiffness and bearing capacity

指标	刚度/($\text{kN}\cdot\text{mm}^{-1}$)	承载力/ kN
DPG—FEA	228.5	2 020
DPG—B	228.8	2 020
DPG—C	227.1	1 966
DPG—D	226.6	1 926
DPN—FEA	214.4	2 033

远,组合效应有所削弱。

图 20b 所示为参数化模型在 1—1 截面(截面编号与试验试件相同,如图 4a 所示)的界面滑移随荷载变化曲线。各参数化模型荷载-滑移曲线发展趋势基本一致,表 6 为各荷载等级下 1—1 截面界面滑移数值(DPG-FEA、DPG-B、DPG-C、DPG-D、DPN-FEA 滑移分别以 S_a 、 S_b 、 S_c 、 S_d 、 S_n 表示)。当群钉孔数量减少,由于相邻两孔纵向距离较远,两群钉孔间区域滑移将有所增大。若焊钉总数减少,界面组合效应削弱明显,滑移出现显著增长。

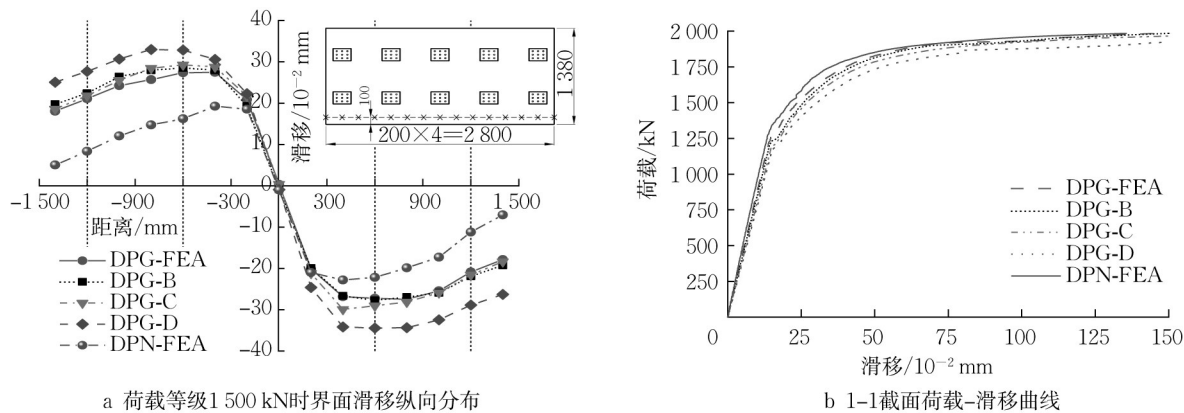


图 20 参数化模型滑移分布及发展

Fig. 20 Interlayer slip distribution and development of parametric models

表 6 1—1 截面界面滑移量对比

Tab. 6 Comparison of interface slip in 1-1 section

荷载等级/ kN	模型状态	滑移/(10^{-2} mm)					S_b/S_a	S_c/S_a	S_d/S_a	S_n/S_a
		S_a	S_b	S_c	S_d	S_n				
1 000	弹性阶段	11.4	11.8	12.5	12.9	10.5	1.03	1.09	1.13	0.92
1 200	跨中 U 肋底缘屈服	13.8	14.3	15.5	16.9	12.8	1.03	1.13	1.22	0.93
1 500	塑性发展阶段	27.2	29.0	30.5	34.5	24.0	1.06	1.12	1.27	0.88
1 900	接近极限状态	67.3	70.0	83.7	132.9	65.1	1.04	1.24	1.97	0.97

图 21 所示为荷载达 1 500 kN 时,DPG-FEA 纵向应变沿 2—2 截面(图 4a)高度分布。应变在 UHPC 与钢盖板交接处出现了显著的不连续(差值于界面处标注)。表 7 为各模型界面应变差值(DPG-FEA、DPG-B、DPG-C、DPG-D 应变差值分别以 ϵ_a 、 ϵ_b 、 ϵ_c 、 ϵ_d 表示)。当群钉孔间距增大,群钉数量减少,交界面处应变差明显增大。相较 DPG-FEA, DPG-C 与 DPG-D 该值增大达 20% 及 60%,表明钢—UHPC 组合效应随着群钉孔间距增大及焊钉数

量减少而减弱。

4.3 UHPC 损伤及黏结界面状态

图 22 所示为各模型跨中挠度达 100mm 时(极限状态)UHPC 顶面损伤分布及最大值,零表示无损伤,0.843 表示损伤的最大值。DPG-A、DPG-B、DPG-C 及 DPG-D 跨中 UHPC 顶面平均应变分别为 $-9\,387.1\times 10^{-6}$ 、 $-9\,332.3\times 10^{-6}$ 、 $-6\,002.9\times 10^{-6}$ 、 $-3\,088.3\times 10^{-6}$ 。UHPC 损伤主要集中在跨中群钉布置区域,损伤发展整体表现为沿横纵向

表 7 参数化模型 2—2 截面界面处应变差值

Tab. 7 Interface strain difference of parametric models in 2-2 section

荷载等级/ kN	模型状态	界面应变差值/ 10^{-6}				ϵ_b/ϵ_a	ϵ_c/ϵ_a	ϵ_d/ϵ_a
		ϵ_a	ϵ_b	ϵ_c	ϵ_d			
1 000	弹性阶段	94.3	97.4	101.7	118.9	1.03	1.08	1.26
1 200	跨中 U 肋底缘屈服	109.8	116.1	127.1	154.7	1.06	1.16	1.41
1 500	塑性发展阶段	241.3	236.9	288.9	384.4	0.98	1.20	1.59

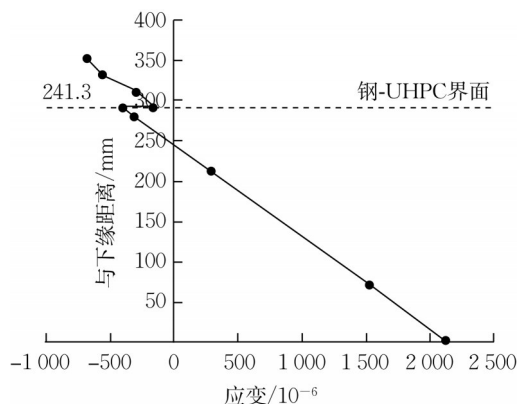


图 21 荷载等级 1 500kN 时纵向应变沿 2—2 截面高度分布
Fig. 21 Longitudinal strain distribution along 2—2 section height at a load of 1 500kN

由跨中群钉孔向两侧扩展。相较 DPG-C 及 DPG-D, DPG-FEA 及 DPG-B 群钉孔数目较多, 间距较

小, UHPC 损伤扩展面积更大, 且损伤程度更严重。

图 23 所示为荷载达 1 500 kN 时(约占最大荷载 75%), 先后浇筑 UHPC 黏结界面处相对分离位移情况, DPG-FEA、DPG-B、DPG-C、DPG-D 黏结界面处相对分离位移最大值分别以 $C_{a,max}$ 、 $C_{b,max}$ 、 $C_{c,max}$ 及 $C_{d,max}$ 表示, 并于表 8 列出各荷载等级下数值。各模型最大值出现在跨中区域外侧后浇孔纵向黏结界面, DPG-FEA 与 DPG-D 黏结界面相对分离位移分布及最值基本一致, 说明群钉孔尺寸一致时, 孔间距变化的影响并不明显。然而, DPG-C 的界面分离最大值相较 DPG-FEA 及 DPG-B 分别约提升 50% 及 80%。这表明随着后浇孔纵向长度及整体尺寸增大, UHPC 黏结界面分离的趋势更加显著。

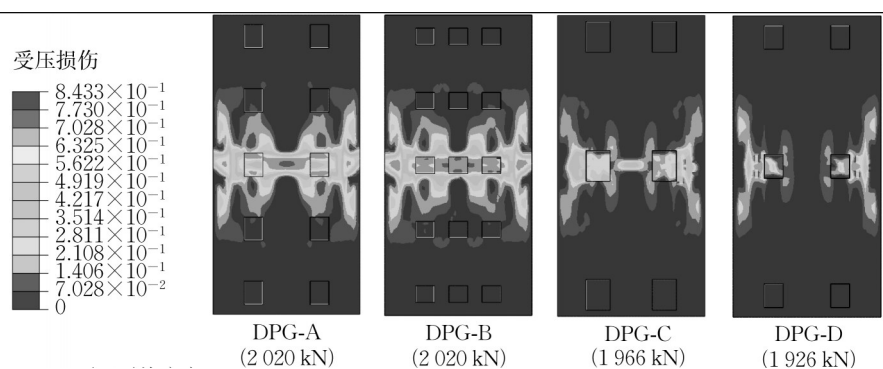


图 22 跨中挠度达 100mm 极限状态下超高性能混凝土顶面受压损伤

Fig. 22 Top surface UHPC damage of parametric models in ultimate limit state with a mid-span deflection of up to 100 mm

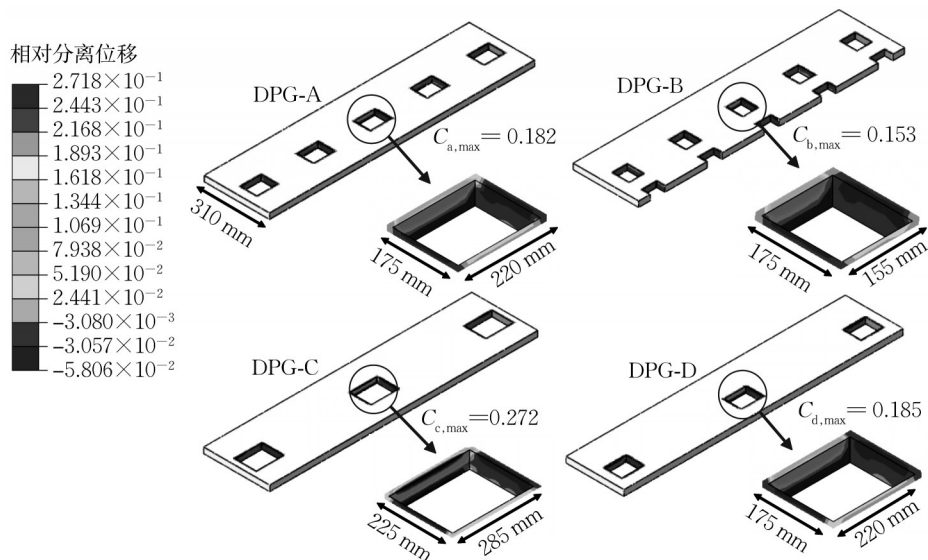


图 23 荷载等级 1 500kN 时黏结界面处相对分离位移(单位:mm)

Fig. 23 Relative separation displacement of the bonding interface at a load of 1500kN (unit: mm)

表 8 黏结界面处最大相对分离位移

Tab. 8 Maximum relative separation displacement at bonding interface

荷载等级/kN	模型状态	黏结界面处最大相对分离位移/mm				$C_{b,max}/C_{a,max}$	$C_{c,max}/C_{a,max}$	$C_{d,max}/C_{a,max}$
		$C_{a,max}$	$C_{b,max}$	$C_{c,max}$	$C_{d,max}$			
1 000	弹性阶段	0.050	0.041	0.081	0.048	0.82	1.62	0.96
1 200	跨中U肋底缘屈服	0.078	0.063	0.129	0.081	0.81	1.65	1.04
1 500	塑性发展阶段	0.182	0.153	0.272	0.185	0.84	1.49	1.02
1 900	接近极限状态	0.418	0.328	0.594	0.478	0.78	1.42	1.14

4.4 群钉受剪状态

表 9 所列为各模型支撑位置处群钉, DPG-FEA、DPG-B、DPG-C、DPG-D 在各荷载等级下所承受的最大剪力分别以 M_a 、 M_b 、 M_c 及 M_d 表示, 最小剪力分别以 N_a 、 N_b 、 N_c 及 N_d 表示。表中 4 个荷载等级由小到大分别对应有有限元模型弹性阶段、跨中 U 肋底缘屈服、塑性发展阶段及接近极限状态阶段。DPG-B 与 DPG-FEA 模型中焊钉受剪作用最值基本一致。相较 DPG-FEA、DPG-C 模型中焊钉承受剪力最大

值提升约 10%, 最小值降低约 20%, DPG-D 模型中焊钉受剪作用水平整体提升达 30%, 且极限状态下最大剪力值已超过抗剪承载力 (76kN) 70%。整体而言, 钉群内单钉受力存在不均匀性, 且随着荷载增大表现更明显。当群钉孔内钉数较多时 (DPG-C), 受力不均匀性尤为显著。当焊钉总数减少 (DPG-D), 支撑位置处焊钉受剪作用水平显著提高, 极限状态下焊钉受剪状态偏于不安全。

表 9 端部焊钉剪力

Tab. 9 Shear force of stud at the end

荷载等级/kN	M_a/kN	N_a/kN	M_b/kN	N_b/kN	M_c/kN	N_c/kN	M_d/kN	N_d/kN	M_b/M_a	N_b/N_a	M_c/M_a	N_c/N_a	M_d/M_a	N_d/N_a
1 000	8.8	6.5	8.3	6.6	9.6	5.0	9.5	7.1	0.94	1.02	1.09	0.76	1.08	1.09
1 200	10.4	7.6	9.8	7.7	11.7	6.0	12.0	8.6	0.94	1.03	1.12	0.80	1.15	1.14
1 500	16.4	11.4	15.7	11.9	18.0	9.4	20.9	14.8	0.96	1.04	1.10	0.82	1.28	1.30
1 900	41.7	25.2	41.7	28.2	45.5	20.8	55.2	30.4	1.00	1.12	1.09	0.83	1.32	1.21

5 结论

通过对焊钉均匀布置及间距 600 mm 集群布置的钢-UHPC 组合桥面板试件进行弯曲荷载试验, 验证有限元模拟结果可靠性并开展参数化分析, 考察焊钉布置方式及结合方式对钢-UHPC 组合桥面板力学性能的影响规律, 结论总结如下:

(1) 根据正弯矩试验结果, 焊钉集群化布置对组合桥面板的弹性抗弯刚度无显著影响, 群钉布置组合桥面板与焊钉均匀布置组合桥面板具备相似的应变分布及发展规律。二者在极限状态下破坏模式相似, 均表现为跨中区域钢结构 U 肋底缘屈服、UHPC 压溃, 同时群钉布置组合桥面板未出现端部焊钉破坏。

(2) 根据正弯矩试验结果, 在加载过程中, 两试件基本能够满足平截面假定, 间距 600 mm 群钉布置桥面板试件相比常规焊钉布置桥面板试件界面滑移更大, 但在钢构件 U 肋底部屈服之前, 两试件的界面最大滑移值均小于 0.2 mm。

(3) 根据群钉布置参数化分析结果, 群钉纵向布

置间距从 600 mm 增至 1 200 mm, 群钉总数减少 50%, 组合桥面板弹性抗弯刚度及承载力降低幅度小于 5%。随群钉孔数目增多, UHPC 顶面损伤扩展面积更大, 且损伤程度更严重。群钉孔尺寸相同时, 孔间距变化对群钉孔与周边 UHPC 黏结界面结合状态无显著影响。考虑群钉受剪状态, 群钉孔内单个焊钉受力存在明显不均匀性。

(4) 根据群钉布置参数化分析结果, 相较群钉纵向布置间距 1 200mm, 间距 600mm 布置可更好地保证焊钉受力安全性及截面组合效应。当纵向布置间距 (600mm) 及焊钉总数一致时, 相较孔内焊钉 3×3 布置, 2×3 布置形式对组合桥面板的截面组合效应、群钉受剪状态等无显著影响, 但显著增强了群钉孔与周边 UHPC 黏结界面结合状态。综合对比参数化模型抗弯性能, 纵向布置间距 600mm、孔内 2×3 群钉布置对正弯矩作用下钢-UHPC 组合桥面板受力状态改善更为有利。

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。

田霖博:参与试验设计、数据分析及论文初稿的写作与修改。

许琴东:参与试验设计与数值分析。

于西尧:参与试验设计与数值分析。

张玉彬:理论分析。

苏庆田:理论分析。

参考文献:

- [1] DU J, MENG W, KHAYAT K, *et al.* New development of ultra-high-performance concrete (UHPC)[J]. *Composites Part B: Engineering*, 2021, 224: 109220.
- [2] 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.
SHAO Xudong, QIU Minghong, YAN Banfu, *et al.* A Review on the Research and Application of Ultra-high Performance Concrete in Bridge Engineering Around the World. *Materials Reports*, 2017, 31(23): 33.
- [3] YUAN Y, Wu C, JIANG X. Experimental study on the fatigue behavior of the orthotropic steel deck rehabilitated by UHPC overlay[J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2019, 157:1.
- [4] WEI C, ZHANG Q, YANG Z, *et al.* Flexural cracking behavior of reinforced UHPC overlay in composite bridge deck with orthotropic steel deck under static and fatigue loads[J]. *Engineering Structures*, 2022, 265: 114537.
- [5] 陈宝春,李聪,黄伟,等. 超高性能混凝土收缩综述[J]. *交通运输工程学报*, 2018, 18(1):13.
CHEN Baochun, LI Cong, HUANG Wei, *et al.* Review of ultra-high performance concrete shrinkage[J]. *Journal of Traffic and Transportation Engineering*, 2018, 18(1): 13.
- [6] 赵辛玮,肖汝诚,孙斌,等. 常温养护型超高性能混凝土组合桥面板收缩性能研究[J]. *中外公路*, 2020, 40(3):100.
ZHAO Xinwei, XIAO Rucheng, SUN Bin, *et al.* Study on shrinkage performance of composite bridge deck with ultra-high performance concrete cured in normal temperature[J]. *Journal of China and Foreign Highway*, 2020, 40(3):100
- [7] 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[J]. 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.
- [8] 徐晨,肖涵,王巍. 超高性能混凝土组合桥面板集群化短焊钉抗疲劳特性[J]. *同济大学学报(自然科学版)*, 2022, 50(5):667.
XU Chen, XIAO Han, WANG Wei, *et al.* Anti-fatigue characteristics of short grouped-stud in ultra-high performance concrete composite bridge decks [J]. *Journal of Tongji University(Natural Science)*, 2022, 50(5):667.
- [9] 徐晨,肖涵,杨澄宇. 超高性能混凝土组合桥面板短焊钉抗剪性能分析[J]. *中南大学学报(自然科学版)*, 2022, 53(11): 4359.
XU Chen, XIAO Han, YANG Chengyu. Analysis of shear behavior of short group studs in ultra-high performance concrete composite bridge deck[J]. *Journal of Central South University (Science and Technology)*, 2022, 53(11): 4359.
- [10] 曾田,吴平,刘鑫. 栓钉数量对组合桥面板受弯性能的影响[J]. *低温建筑技术*, 2021, 43(9):73.
ZENG Tian, WU Ping, LIU Xin, Influence of The Studs Number on The Bending Performance of The Composite Bridge Deck [J]. *Low Temperature Architecture Technology*, 2021, 43(9):73.
- [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(8):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(8):1088.
- [12] 全国混凝土标准化技术委员会. 活性粉末混凝土: GB/T 31387—2015[S]. 北京: 中国标准出版社, 2015.
National Standardization Technical Committee for Concrete. Reactive powder concrete: GB/T 31387—2015 [S]. Beijing: China Standard Press, 2015.
- [13] 冯峥,李传习,李海春,等. 超高性能混凝土湿接缝界面粘结性能[J]. *硅酸盐学报*, 2021, 49(11):2393.
FENG Zheng, LI Chuanxi, LI Haichun, *et al.* Interfacial bond performance of ultrahigh performance concrete wet joints [J]. *Journal of the Chinese Ceramic Society*, 2021, 49(11):2393.
- [14] 曾宇,胡良明. ABAQUS混凝土塑性损伤本构模型参数计算转换及校验[J]. *水电能源科学*, 2019, 37(6):106.
ZENG Yu, HU Liangming. Calculation Transformation and Calibration of ABAQUS Concrete Plastic Damage Constitutive Model[J]. *Water Resources and Power*, 2019, 37(6):106.
- [15] 张劲,王庆扬,胡守营,等. ABAQUS混凝土损伤塑性模型参数验证[J]. *建筑结构*, 2008(8):127.
ZHANG Jin, WANG Qinyang, HU Shouying, *et al.* Parameters verification of concrete damaged plastic model of ABAQUS[J]. *Building Structure*, 2008(8):127.
- [16] 廖子南,邵旭东,乔秋衡,等. 钢-超高性能混凝土组合板横向受弯静力试验及有限元模拟[J]. *浙江大学学报(工学版)*, 2018, 52(10):1954.
LIAO Zinan, SHAO Xudong, QIAO Qiuheng, *et al.* Static test and finite element simulation analysis of transverse bending of steel-ultra-high performance concrete composite slabs. *Journal of Zhejiang University (Engineering Science)*, 2018, 52(10): 1954.