

新型拼接预应力空心板弯曲性能试验研究

李青宁¹, 张皓¹, 姜维山¹, 韩春^{1,2}

(1. 西安建筑科技大学土木工程学院, 陕西 西安 710055; 2. 新乡学院土木工程与建筑学院, 河南 新乡 453003)

摘要: 提出一种板底正交方向均配置高强预应力钢筋, 板侧通过凹槽相连的新型预制预应力空心板. 对一块空心长板和支撑失效后两块后浇拼接板足尺试件的裂缝发展情况、混凝土应变、破坏形态、承载能力及弯曲刚度等进行了试验研究. 并根据ACI 318和我国结构设计规范等, 对试件的极限受弯承载力、刚度、挠度等进行了理论计算, 并与试验结果做了对比分析. 结果表明: 该新型后浇板具备较高的承载力、延性及可靠的连接性能. 空心长板的计算与试验结果吻合较好, 后浇板屈服前刚度理论计算偏大, 屈服后与试验结果吻合较好. 建议对于后浇板屈服前短期刚度折减系数偏于安全均取为0.5. 按混凝土结构设计规范中板的受弯挠度限值, 所有试件安全储备均较高.

关键词: 预应力空心板; 千斤顶; 受弯承载力; 弯曲刚度; 挠度

中图分类号: TU 375.2

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2016)03-0321-07

Experimental study on flexural performance of new prestressed spliced hollow-core slabs

LI Qingning¹, ZHANG Hao¹, JIANG Weishan¹, HAN Chun^{1,2}

(1. School of Civil Engineering, Xi'an Univ. of Arch. & Tech., Xi'an 710055, China;

2. School of Civil Engineering and Architecture, Xinxiang University, Xinxiang 453003, China)

Abstract: A new precast prestressed hollow-core slab with high strength prestressed tensile reinforcement located in the orthogonal directions of the slab bottom was proposed and its sides were connected through the groove. Behavior of the full-scale tested specimens for one long hollow-core slab and two post-poured spliced slabs with support failure, including the development of crack, strain of concrete, failure mode, bearing capacity and the bending rigidity etc, were measured and analyzed. According to the ACI 318 and the structural design codes of China, the ultimate flexural strength, rigidity and deflection of the specimens were calculated respectively, as compared with the test results. From the test and calculation results, it can be concluded that the new post-poured slabs have high bearing capacity, ductility and reliable connection performance. The calculation of the long prestressed hollow-core slab was coincided with the test results well and the calculation results of the post-poured slab about bending rigidity was larger before yield but in good agreement with the test results after yield. It is suggested that the short-term rigidity reduction factor should be 0.5 safely for the post-poured slab before yield. According to the slab deflection limit of the code for design of concrete structures, all of the tested specimens had larger safety reserve.

Keywords: prestressed hollow-core slab; jack; flexural strength; bending rigidity; deflection

随着我国建筑工业化的发展, 预制混凝土结构构件正逐渐被广泛应用于商业与民用建筑中. 将高强度、高延性、锚固性能优良的预应力钢丝应用于预制空心楼板中, 可有效的提高空心楼板的承载力、延性及抗裂性等. 国内外针对预制板进行了大量的试验研究^[1-6], 如许清风^[1]等对9块粘贴竹板加固的空心板进行了对比试验, 操礼林等^[3]对9块新型横向连接预制板分别进行了受弯、受剪、轴向拉压的试验, M.K.Rahman等^[4]对预制预应力空心板的弯曲、剪切进行了研究, MOHIUDDIN J等^[5]对CFRP薄片加固后的预制预应力空心板的抗弯性能进行了试验研究, 他们均取得了较好的研究成果. 然而针对后浇拼接预制预应力空心板的弯曲性能尚未

进行深入研究. 震后研究表明, 预制板在竖向支撑构件失效后, 连接部位容易发生破坏, 造成了极大的生命财产损失. 基于以上原因, 本文提出一种板底正交方向均配置高强预应力受拉钢筋, 板侧通过凹槽相连的新型预制预应力空心板. 并分别对该类型的空心长板以及竖向支撑失效后的后浇拼接板(以下简称后浇板)的弯曲性能进行了试验研究, 取得了较为满意的结果.

1 试验概况

1.1 试件设计与制作

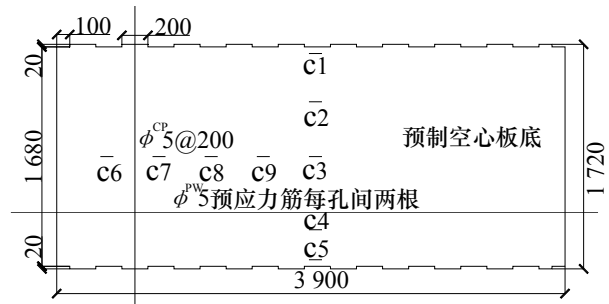
本次试验共设计了新型预制预应力空心板试件三块, 包括空心长板一块, 编号为CB-2, 后浇板

两块, 分别编号为DB-1、DB-2. 考虑到工程实际中外纵墙设备管道的安装^[7]和预制板与边梁之间的连接作用等, 后浇板带有边梁. 为了提高预制板连接部位的抗剪能力, 沿板顺孔方向侧边设有凹槽, 底部配有 $\phi^{\text{CP}}5$ 预应力筋且单层伸出锚固, 上部配有植筋. 预制板顺孔方向采用每孔两根 $\phi^{\text{PW}}5$ 全预应力钢筋(采用先张法, σ_{con} 为 $0.7 f_{\text{ptk}}$)及 $\phi^{\text{PW}}5$ U型箍筋封闭锚固, U型箍筋伸入板顶800 mm且伸入板底300

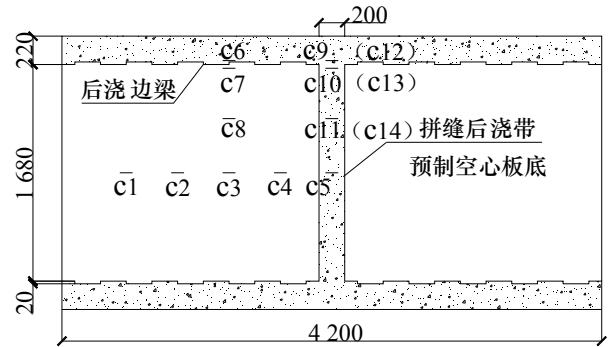
mm, 以此抵抗后浇带拼缝部位负弯矩的作用, 分布钢筋采用 $\phi^{\text{CP}}5$ 冷拔钢筋网片. 后浇拼缝和边梁的制作均在西安建筑科技大学结构工程与抗震教育部重点实验室完成. 预制板与后浇部分钢筋等通过硬架支模的方式进行浇筑, 属于一阶段受力受弯构件, 并在室内覆盖麻袋浇水养护7 d, 28 d后进行试验. 试件尺寸见表1, 详图见图1

表1 试件尺寸(单位: mm)
Tab.1 Size of specimens (unit: mm)

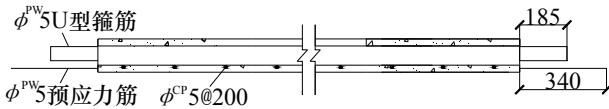
试件名称	预制板截面尺寸 $l \times b \times h$	试件截面尺寸 $l \times b \times h$
CB-2 (空心长板)	3 900×1 680×130	3 900×1 680×130
DB-1/DB-2 (后浇板)	2 000×1 680×130	4 200×2 120×130



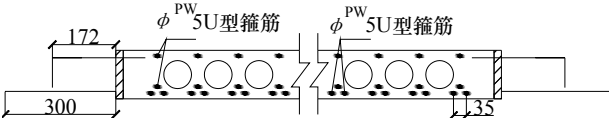
(a) CB-2示意及板底混凝土应变片布置图



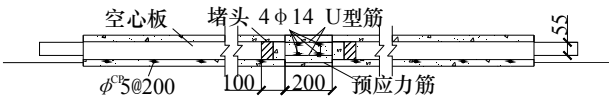
(b) DB-1/DB-2示意及混凝土应变片布置图
(括号内为板顶混凝土应变片布置)



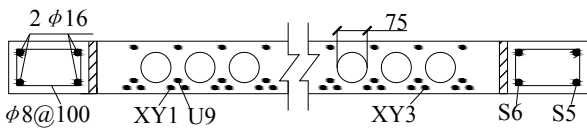
(c) CB-2顺孔方向截面配筋图



(d) CB-2垂直孔方向截面配筋图



(e) DB-1/DB-2顺孔方向截面配筋图



(f) DB-1/DB-2垂直孔方向截面配筋图
(XY1/XY3/U9/S5/S6为钢筋应变片编号)

图1 试件详图(单位: mm)
Fig.1 Detail of the specimens (unit: mm)

1.2 试件材料性能

预制板设计强度为C35, 后浇部分为C40. 预制板立方体抗压强度为34.87 MPa, 后浇部分实测为39.08 MPa. 预制板中 $\phi^{\text{CP}}5$ 预应力冷拔低碳钢丝极限抗拉强度为1 145 MPa, $\phi^{\text{PW}}5$ 预应力光面钢丝屈服强度为1 110 MPa, 极限抗拉强度为1 145 MPa, 极限延伸率为3.33%. 边梁中 $\phi 16$ 受拉钢筋实测屈服强度为468.33 MPa, 极限抗拉强度为648.33 MPa, 极限延伸率为18.50%. 其中预制板数据均为厂家实测数据, 材料弹性模量按相关规范采用.

1.3 试验加载及数据量测

采用手动式液压千斤顶对所有试件进行四分区加载, 开裂前每级增加10 kN, 开裂后每级增加20 kN, 加载完成后持荷10 min, 空心长板采用静力单调加载, 后浇板采用静力反复加载. 加载设备总重1.4 kN, 空心长板重13.4 kN, 后浇板重16.2 kN, 考虑自重等因素的长期影响, 不考虑板的反拱^[8]. 考虑到后浇板临近破坏时, 实际周边构件对板顺孔方向的瞬时拉结作用, 向两个试件预制吊环中穿入两根直径为30 mm的圆钢棒, 圆钢棒与底台支座焊接固定, 吊环相对圆钢棒可自由转动. 后浇板中间拼接部位由两个量程均为10 t的千斤顶顶撑工字型钢梁支撑, 待加载到位持荷后, 迅速从两边同时卸掉

板底千斤顶,以此来模拟实际中支撑倒塌效应.由于该试验采用上部千斤顶力加载,每次卸掉板底千斤顶后,后浇板均产生瞬时下挠变形,上部荷载突然减少,因此需卸载后重新加载至该级荷载,继续持荷并观察试件反应,然后才能重新调试安装千斤顶,继续下一级加载.此种加载方式一定程度上反映出支撑倒塌瞬间上部荷载(结构)对后浇板的影响,重新加载至该级,基本模拟了实际板件的倒塌反应.以此检验后浇板在支撑倒塌后的悬链线效应,以防支撑构件失效后引起板的局部倒塌,甚至导致整体结构的连续倒塌^[9].加载装置及位移计布置见图2.

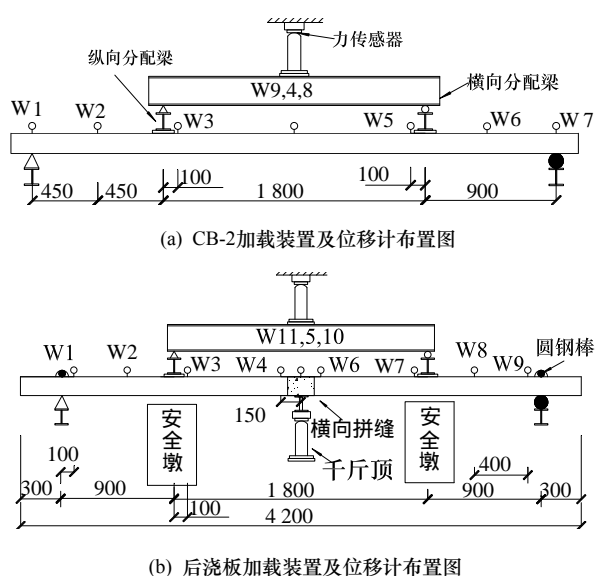


图2 试验装置及位移计布置图(单位: mm)

Fig.2 Test setup and layout of LVDT (unit: mm)

2 试验结果及分析

2.1 试验现象及破坏形态

CB-2试件加载至102 kN时,板侧跨中附近出现微裂缝,跨中挠度达到9 mm,整个过程挠度均匀对称.继续加载裂缝逐渐增多变宽,并向板顶延伸.加载至120 kN时,纯弯段出现很多竖直裂缝,裂缝宽度达到0.13 mm,平均裂缝间距约为100 mm.加载至157.6 kN时,跨中挠度达到73.73 mm,为计算跨度的1/49超过1/50,达到承载力极限状态,最终荷载达到161.23 kN时停止试验.

DB-2试件有千斤顶加载至91.2 kN, W7处挠度达到1.13 mm,卸掉千斤顶荷载突降至43.5 kN,随后卸载后继续加载至100.55 kN,跨中附近出现很多裂缝.有千斤顶加载至161.42 kN, W3处挠度达到4.55 mm.同理加载至160.27 kN,跨中挠度达到

41.86 mm,纯弯段出现很多竖直裂缝且分布均匀.为了模拟倒塌效应,加上千斤顶直接加载至286.58 kN, W3处挠度达到12.34 mm.同理加载至221.71 kN,中间后浇部分与预制板连接处出现贯通裂缝.由于试件变形很大,触及试验装置的地脚螺栓,无法继续加载停止试验.

DB-1试件有千斤顶加载至121.54 kN时, W7处挠度达到1.31 mm,两边分配梁内侧板下边缘出现裂缝.加载至163.71 kN, W7处挠度达到1.85 mm,同理加载至159.89 kN,纯弯段出现很多竖直裂缝.加上千斤顶加载至202.63 kN,裂缝出现较少, W3处挠度达到9.98 mm,同理加载至202.82 kN,后浇板突然从距跨中600 mm处断裂破坏,最大裂缝宽度达到20 mm(其中W2, 4, 6, 8均已去掉).试件破坏之前整体表现与悬链线类似,最终破坏并未出现震后预制板连接部位失效后所形成的挂帘现象,后浇部位裂缝较小,裂缝多出现在纯弯段且较均匀.

2.2 试件性能分析

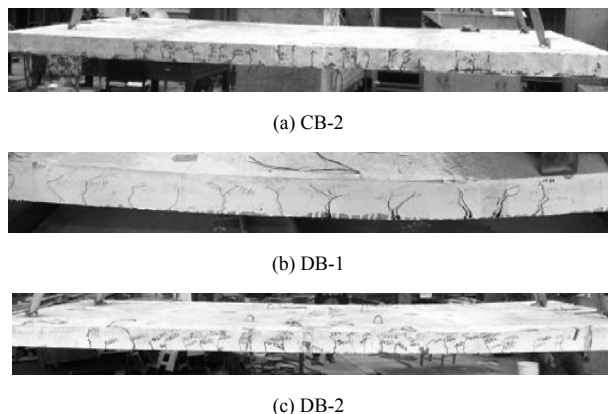


图3 板侧裂缝图

Fig.3 Side crack of slabs

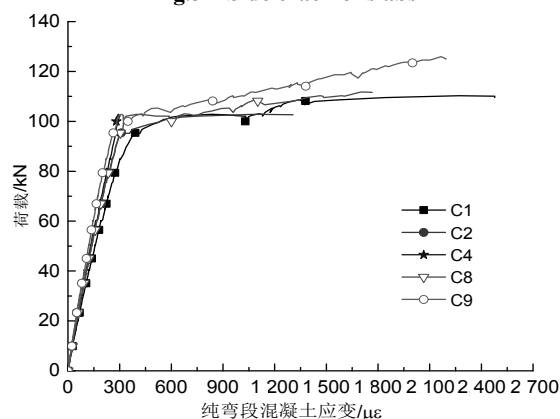


图4 CB-2荷载-纯弯段混凝土应变图

Fig.4 CB-2 Load versus strain of pure bending concrete
分析图3、4可知,空心长板加载初期处于弹性

阶段, 应变较小且呈线性发展. 100 kN左右混凝土应变达到比例极限, 100 kN至120 kN之间纯弯段混凝土应变明显增加且应变片陆续断裂, 说明裂缝正在发展出现. 所有试件板侧裂缝发展均匀分散, 多为竖直裂缝, 为受弯破坏.

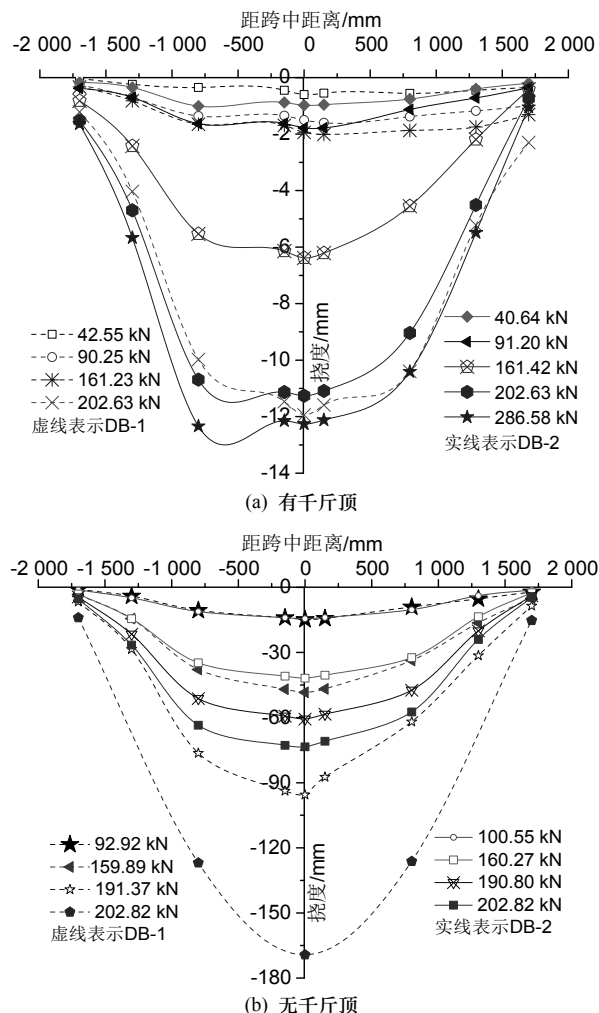


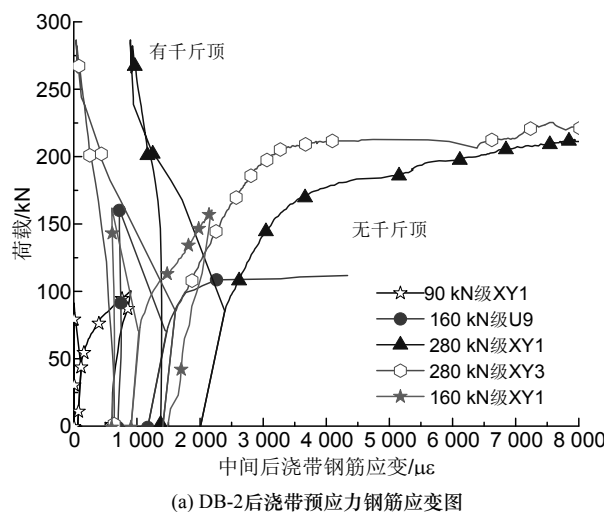
图5 后浇板挠度曲线图

Fig.5 Deflection of post cured slabs

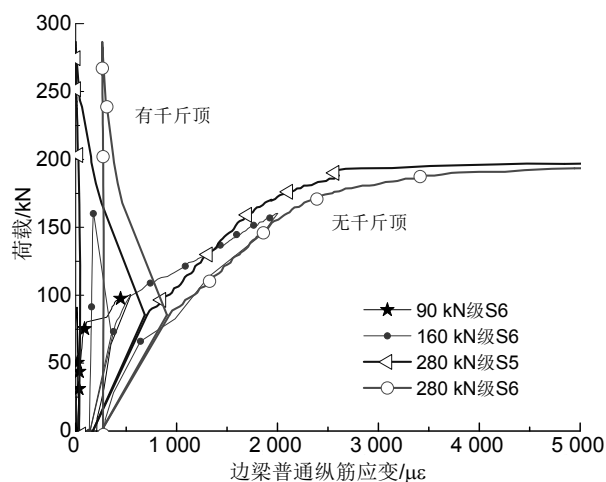
分析图5(a)可知, 加载初期支座右段挠度相对较大, 说明可动铰支端自由变形良好. 91.2 kN以前两试件均为有千斤顶加载卸载, 挠度图表现基本一致. 无千斤顶加载至100.55 kN, DB-2板跨中出现裂缝, 说明跨中已有一定的塑性变形, 影响到再次加上千斤顶时的初位移. 参考DB-2试验, DB-1板在90 kN级并未卸掉千斤顶, 因此在160 kN左右时, 由于DB-2试件塑性变形的影响, 图(a)中两试件挠度存在一定差异, 图(b)中挠度曲线接近. 从两图中均可以看出, 两试件中间后浇部位挠度数值基本一致, 说明后浇部位连接可靠.

分析图6(a)可知, 有千斤顶时随着荷载的增加, 预应力筋拉应变减小, 说明随着负弯矩的逐渐增

大, 部分抵消了钢筋的初拉应变. 无千斤顶时, 两预应力筋表现一致, 190 kN左右接近屈服, 200 kN左右XY1处钢筋拉断, 试件接近破坏. U型筋U9处钢筋应变规律与预应力筋类似, 在160 kN级无千斤顶加载时断裂, 后浇带其它部位钢筋及起销栓作用的普通筋所测应变数值均较小, 说明U型筋在中间后浇部位起到较好的箍筋拉结作用, 连接可靠. U型筋下部均伸入板底300 mm锚固, 预制板在距跨中400 mm左右刚度突变, 考虑到DB-1板在纯弯段距跨中600 mm处断裂, 应对U型筋下部连接予以加强并对其进行合理布置.



(a) DB-2后浇带预应力钢筋应变图



(b) DB-2边梁普通纵筋应变图
(S5, S6分别距中间后浇带35, 25 cm)

图6 DB-2钢筋应变图

Fig.6 Steel strain of DB-2

分析图6(b)可得到与图6(a)类似的结果, 只是边梁普通钢筋屈服较早. 其它钢筋如植筋、侧向预应力筋等在加载全过程应变均较小, 边梁与预制板间无通缝. 分配钢梁沿整个板宽作用, 边梁与预制板共同受力, 试验虽未能直接检验边梁与预制板的连接性能, 却间接反映出预制板侧向连接可靠.

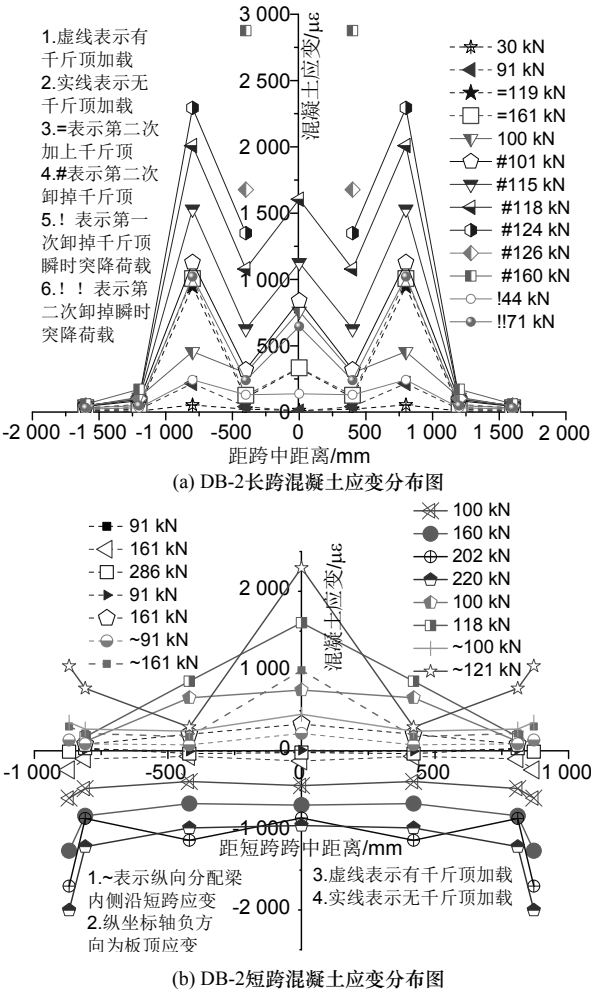


Fig.7 Concrete strain of DB-2

分析图7(a)可知,有千斤顶加载初期两分配梁处混凝土应变较大,跨中较小但为正值,说明跨中后浇带整体偏心受拉.无千斤顶加载至100.5 kN,纯弯段跨中混凝土应变逐渐调整均衡达到最大.有千斤顶加载至120 kN,考虑到后浇边梁相比预制板刚度较小且无预应力,千斤顶上较宽的钢梁削弱了中间后浇带的负弯矩和剪力,以及后浇带相比整体板截面刚度较大,实际理论计算分析可知有千斤顶加载时,集中力作用处弯矩最大且剪力较大,这与DB-1板边梁在分配梁附近开裂以及实测预制板混

凝土应变较大相吻合.161.4 kN时再次卸掉千斤顶,如图(a)可知纯弯段跨中和两集中力作用处混凝土应变片相继断裂,说明混凝土裂缝出现较快,与试验观察到两试件在160 kN卸掉千斤顶出现很多裂缝一致.分析图7(b)可知,有千斤顶加载时,边梁与预制板混凝土应变基本保持一致.无千斤顶时,相比预制板边梁处混凝土压应变较大,说明预制板中的预应力起到很好的效果.无千斤顶时,下部后浇带中心处混凝土应变最大,边梁处较大但不显著,分析可知上部分配梁所加荷载通过梁高范围内有效传递,试件在短跨方向上受力并不均匀即跨中受力最大,同时长跨纯弯段跨中挠度最大,因此短跨跨中混凝土实际受到双轴拉应力作用,后浇带中心所受拉应力最大.

分析图8可知,相比空心长板由于加卸千斤顶的影响,后浇板在最终无千斤顶加载初期,带有初位移且初始刚度较小,承载力和延性均提高20%左右.试件刚开裂和刚屈服时,刚度衰减很快,其间刚度相对稳定,缓慢下降.屈服以后荷载增长缓慢,位移呈非线性增长.后浇板最大位移时,荷载均突增后突降,说明加载后期临近破坏时圆钢棒起到很好的拉结作用,达到试验预期效果.曲线整体表现为未开裂、开裂后、屈服后三个阶段.

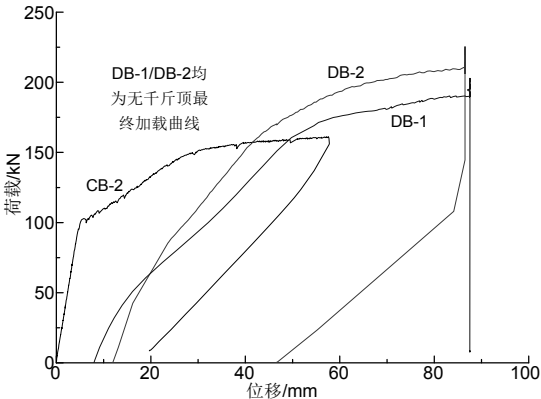


Fig.8 Load versus mid-span displacement curves

表2 主要试验结果汇总表
Tab.2 Main experimental results

试件 编号	P_{cr} /kN	P_u /kN	P_{max} /kN	Δ_{cr} /mm	Δ_u /mm	Δ_{max} /mm	曲线平均刚度/ $10^3 \text{ N}\cdot\text{mm}^{-1}$			极限 准则
							$0 \sim P_{cr}$	$P_{cr} \sim P_y$	$P_y \sim P_u$	
CB-2	102.8	157.6	161.2	9.0	73.7	97.5	20.4	2.4	0.9	$f \geq l_0/50$
DB-1	121.5	183.9	202.8	1.3	73.3	169.3	6.7	1.9	1.1	$f \geq l_0/50$
DB-2	100.5	202.0	221.7	14.4	72.2	115.1	8.2	2.3	1.9	$f \geq l_0/50$

注: 1. 表中 P_i 表示实测荷载, Δ_i 表示实测跨中位移(i 为cr, u, y, max), f 为跨中挠度, l_0 为计算跨度.
2. 表中刚度结果均为无千斤顶加载时,试件各阶段对应的实际数据计算所得.

2.3 理论对比分析

分别取荷载-位移曲线在 $0 \sim P_{cr}$ 、 $P_{cr} \sim P_y$ 、 $P_y \sim P_u$ 之间的割线刚度平均值作为试件未开裂、开裂后及屈服后刚度。分析表2刚度计算结果可知,相比空心长板,后浇板未开裂刚度较小,开裂后刚度较为

接近。这是因为后浇板的拼缝连接部位为薄弱界面,后浇部分无预应力,边梁对于该薄弱界面刚度增加有限,试件加载初期位移较大。开裂后拼缝处U型筋拉结力增大,与空心长板预应力筋作用类似,因此刚度接近。

表3 试验与理论计算对比表
Tab.3 Comparison of test and theoretical calculation

试件 编号	试验/kN·m			ACI318/kN·m		GB 50010/kN·m		最大误差/%				破坏 形态
	M_{cr}	M_u	M_{max}	M_{cr}	M_u	M_{cr}	M_u	ACI 318		GB 50010		
								M_{cr}	M_u	M_{cr}	M_u	
CB-2	46.2	70.9	72.5	48.6	68.1	50.0	71.6	5.0	6.1	8.0	1.2	弯曲破坏
DB-1	17.0	82.7	91.2	20.2	109.5	28.4	100.0	18.6	19.9	66.3	9.6	弯曲破坏
DB-2	45.2	90.9	99.7	20.2	109.5	28.4	100.0	55.1	9.7	10.0	0.2	弯曲破坏

注: 1. 表中 M_i 表示弯矩(i 为 cr, u, max), 弯矩理论计算结果均由参考文献[8, 10-13]计算公式得到。
2. 按JTG D62-2004计算 $M_{cr}=13.6$ kN·m, 忽略自重, 后浇板开裂弯矩均按普通混凝土开裂公式计算。

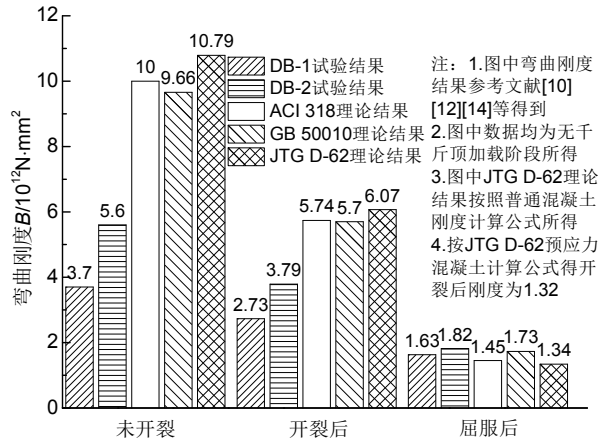


图9 试验与理论弯曲刚度对比图

Fig.9 Comparison of test and theoretical bending rigidity

由表3可知,对于空心长板的开裂和极限弯矩,ACI和我国规范[12]计算结果与试验结果较为接近,误差均小于10%,对于后浇板的开裂弯矩规范误差均较大,我国规范[12]对于极限弯矩计算结果吻合较好。由于试验装置较低,板底裂缝不便观察,后浇板以板侧边梁开裂作为判定依据,且中间拼缝连接部位为薄弱界面,板的实际开裂荷载可能较小,DB-2板无千斤顶加载至100.5 kN级,板侧边梁出现很多裂缝也间接说明该试件开裂较早,试验开裂荷载偏大。DB-1板有千斤顶加载至121.5 kN级开裂,其计算结果与规范计算结果较为接近。由图9可知,几种规范对于后浇板开裂前和开裂后刚度计算均较大,屈服后与试验结果符合较好。这是由于与空心长板不同,后浇板的连接部分并未使用膨胀性水泥,水泥易收缩且连接钢筋无预应力,因此其屈服前刚度较低。CB-2板上部并未贴混凝土应变片,无

法求得该板的弯曲刚度。结合本实验结果并参考我国规范[12]中预应力叠合受弯构件第二阶段短期刚度折减系数的规定,建议对于规范计算所得的后浇板的初始和开裂后短期刚度折减系数偏于安全均取为0.5。

采用开裂刚度理论可得板跨中挠度为: $f=\alpha M_{max} l_0^2/B_s$, 其中简支板 $\alpha=11/48$, 连续板 $\alpha=47/1920$ 。

对于DB-1试件短期刚度采用实测屈服后刚度, M_{max} 取最大弯矩, 计算可得跨中最大挠度为166.30 mm, 误差1.93%。有千斤顶时, 采用实测未开裂刚度, M_{max} 取开裂弯矩, 计算可得集中力处挠度为1.46 mm, 误差11.45%, 对于DB-2试件采用实测开裂后短期刚度, M_{max} 采用屈服弯矩86.85 kN·m, 则计算可得跨中最大挠度为61.71 mm, 误差为9.63%, 符合要求。按文献[12]规定受弯板的挠度限值为 $l_0/200$, 试件均在110 kN左右达到该限值, 说明该新型空心长板和后浇板的安全储备较高。

3 结论

(1) 试验结果表明, 该新型预应力拼接空心板中间后浇部位连接可靠, 能够有效传递弯矩、剪力、轴力等。有支撑时后浇带处整体偏心受拉, 集中力作用处弯矩最大, 承载力很高, 并且支撑面宽度对连续后浇板的开裂位置影响较大。无支撑时挠度曲线对称均匀, 显示出较好的悬链线机制, 避免了板的局部倒塌。预制板与边梁之间无通缝, 板侧钢筋应力均较小, 表现出优良的整体工作性能。破坏形态为典型的弯曲破坏, 荷载-位移曲线没有明显的下

降段,具备较高的承载能力和延性,可满足实际工程的需要。

(2) 理论分析可知,对于空心长板的开裂和极限弯矩,ACI 318和我国规范[12]计算结果与试验吻合较好,极限弯矩我国规范计算较为接近。对比后浇板弯曲刚度,几种规范屈服后刚度计算吻合较好,未开裂和开裂后刚度误差较大。采用开裂刚度理论计算所得的挠度公式,其计算结果与后浇板的实际挠度误差较小,满足设计要求。按规范[12]可知该新型空心板的安全储备均较大,挠度限值荷载均在110 kN左右,能够有效的应对支撑构件失效后的倒塌效应。

(3) 建议对于中间后浇连接部位进行加强并对U型筋进行合理布置。对于后浇板的未开裂和开裂后弯曲刚度折减系数均取为0.5。由于试验中后浇板板底不便观察,开裂荷载数据偏少,对此尚需进一步研究。

参考文献 References

- [1] 许清风,李向民,陈建飞,等. 粘贴竹板加固预应力混凝土空心板的试验研究[J]. 东南大学学报(自然科学版), 2013, 43(3): 559-564.
XU Qingfeng, LI Xiangmin, CHEN Jianfei, et al. Experimental study on PC hollow-core slab strengthened with bamboo plates[J]. Journal of Southeast University(Natural Science Edition), 2013, 43(3): 559-564.
- [2] 吴方伯,刘彪,邓利斌,等. 预应力混凝土叠合空心楼板静力性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2014, 35(12): 10-19.
WU Fangbo, LIU Biao, DENG Libin, et al. Experimental study on static behavior of prestressed concrete composite hollow floors[J]. Journal of Building Structures, 2014, 35(12): 10-19.
- [3] 操礼林,李爱群,潘志宏,等. 风洞筒体预制板拼接节点力学性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2012, 33(8): 92-100.
CAO Lilin, LI Aiqun, PAN Zhihong, et al. Experimental study on static behavior of two new type of prefabricated slab butt joints[J]. Journal of Building Structures, 2012, 33(8): 92-100.
- [4] SAID M K, RAHMAN M K, BALUCH M H. Flexural and shear strength of prestressed precast hollow-core slabs[J]. Arabian Journal for Science and Engineering, 2012, 37(2): 443-455.
- [5] MOHIUDDIN J. Flexural behavior of prestressed precast hollow core slabs strengthened with CFRP sheets[D]. Dhahran, Saudi Arabia: King Fahd University of Petroleum and Minerals, 2006.
- [6] YANG L. Design of prestressed hollow core slabs with reference to web shear failure[J]. Journal of Structural Engineering, 1994, 120(9): 2675-2696.
- [7] 中国有色工程有限公司. 混凝土结构构造手册[M]. 4版. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012. 11.
Chinese Nonferrous Engineering Co. Ltd. Handbook of concrete construction[M]. 4th ed. Beijing: China Architecture & Building Press, 2012. 11.
- [8] BUETTNER D R, BECKER R J. PCI Manual for the design of hollow core slabs[M]. 2nd ed. Chicago: Pre-cast/Prestressed Concrete Institute, 1998.
- [9] VLASSIS A G, IZZUDDIN B A, ELGHAZOULI A Y, et al. Progressive collapse of multi-storey buildings due to failed floor impact[J]. Engineering Structures, 2009, 31(7): 1522-1534.
- [10] ACI. Building code requirements for structural concrete and commentary: ACI318-11[S]. Farmington Hills: American Concrete Institute, 2011.
- [11] PCI. PCI design handbook[M]. 6th ed. Chicago: Pre-cast/Prestressed Concrete Institute, 2005.
- [12] 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: 中国建筑工业出版社, 2011.
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: China Architecture & Building Press, 2011.
- [13] 梁兴文,史庆轩. 混凝土结构设计原理[M]. 2版. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012.
LIANG Xingwen, SHI Qingxuan. Design principle for concrete structures[M]. 2th ed. Beijing: China Architecture & Building Press, 2012.
- [14] 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范: JTG D62-2004[S]. 北京: 人民交通出版社, 2004.
Code for design of highway reinforced concrete and prestressed concrete bridges and culverts: JTG D62-2004[S]. Beijing: China Communications Press, 2004.

(编辑 桂智刚)