

型钢连接节点装配式混凝土梁力学性能研究

程东辉,王彦松,孙常海

(东北林业大学土木工程学院,黑龙江 哈尔滨 150040)

摘要 目的 提出一种新型型钢节点连接方法,研究该节点对装配式混凝土梁力学性能的影响.方法 设计制作4根试验梁,完成试验梁两点加载试验,分析型钢连接节点位置对试验梁承载力、挠度、钢筋及混凝土应力变化的影响;在试验基础上,利用ABAQUS软件建立了型钢连接节点装配式混凝土梁有限元模型,并验证了模型的准确性.结果 型钢连接节点装配式混凝土梁的承载力随着节点连接部位距支座距离的增加而逐渐降低,当型钢连接位置距梁端距离超过310 mm时,承载力降低约10%;试验梁达到极限承载力时,纵筋和型钢均未屈服,且纵筋应变随着型钢连接位置距支座距离的增加而减小.结论 型钢节点连接装配式梁的受弯、受剪性能良好;工程设计中,型钢连接位置距梁端距离不宜超过310 mm,即 $l_c/h > 0.89$.

关键词 装配式;型钢节点;力学性能;有限元分析

中图分类号 TU378

文献标志码 A

Study on Mechanical Properties of Fabricated Concrete Beams with Steel Section Joints

CHENG Donghui, WANG Yansong, SUN Changhai

(School of Civil Engineering, Northeast Forestry University, Harbin, China, 150040)

Abstract: In order to propose a new type of steel joint, and to study the influence of this joint on the mechanical properties of assembled concrete beams. Four test beams were designed, manufactured, and tested under two-point load patterns, then the influence of the location of the steel connection node on the bearing capacity, deflection, steel bar and concrete stress of the test beam was analyzed; Based on the experiment, the ABAQUS was used to establish a finite element model of the assembled concrete beam with steel connection nodes, and the accuracy of the model was verified. The bearing capacity of assembled concrete beams with steel connection nodes gradually decreases as the distance between the connection position of the node and the support increases, when the distance between the connection point of the node and the end of the beam exceeds 310 mm, the bearing capacity of the test beam is reduced by about 10%; When the load of

收稿日期:2020-01-11

基金项目:国家自然科学基金项目(51908108);中央高校基本科研业务费创新团队与重大项目培育资金项目(2572016EBC1)

作者简介:程东辉(1971—),男,教授,博士,主要从事钢筋混凝土结构及预应力钢筋混凝土结构等方面研究。

the test beam reaches the ultimate bearing capacity, neither the longitudinal reinforcement nor the section steel yields, and the longitudinal reinforcement strain decreases as the distance between the joint connection position and the support increases. The bending and shearing performance of the assembled steel beam connected with the steel joint is good; When performing structural design, the distance between the node connection position and the beam end should not exceed 310 mm, that is, $l_c/h > 0.89$.

Key words: prefabricated structure; steel joints; mechanical properties; finite element analysis

装配式混凝土结构是以预制构件为主要受力构件,经装配、连接而成的混凝土结构。与传统的现浇建造方式相比,具有生产效率高、施工质量好、施工工期短、建筑全寿命用能消耗低、绿色环保等优势^[1-3],符合我国建设资源节约型、环境友好型社会发展理念。

装配式结构是由各预制构件连接而成,因此预制构件间的连接节点是影响装配式结构力学性能的关键^[4-8]。当前装配式混凝土结构的节点按现场施工方式可以分为干式连接节点与湿式连接节点,其中湿式连接节点是指节点区通过现场浇筑混凝土将预制构件连成整体^[9-11]。这种连接方式需要现场湿作业,节点性能受到现场施工质量的限制。干式连接节点是通过在预制构件内预埋钢板或其他钢部件,采用焊接或螺栓等方式将预制构件连接成整体的一种连接形式^[12-15]。这种节点的特点是施工效率高,现场没有湿作业,具有较高的应用价值,但也存在缺点:采用干式连接节点的装配式结构一般整体性较差,结构的变形和损伤主要集中在预制构件的连接部位,因此在受力过程中节点连接处可靠性较弱,高烈度地区限制使用;干式连接节点工艺复杂,对施工人员技术水平要求较高;与湿式连接节点相比,采用干式连接节点的装配式结构造价往往更高^[16-18]。

为解决装配式结构连接节点存在的缺陷,笔者在已有研究的基础上,提出一种新型型钢连接节点形式,并对采用这种新型节点的装配式混凝土梁进行力学性能研究。结果表明采用这种节点连接方式连接而成的装配式混凝土试验梁表现出良好的受弯、受剪性能,

而且该型钢连接节点将大大简化装配式混凝土结构的施工工艺,同时可以降低工程造价。

1 试 验

1.1 试件设计

新型型钢连接节点形式为将预制混凝土端部预埋型钢,埋置长度符合《混凝土结构设计规范》(GB50010—2010)(简称“规范”)中关于锚固件部分的设计要求^[19],型钢另一端置于混凝土构件外部,然后利用高强螺栓将各预制段部件连接。节点连接如图1所示。



图1 装配梁节点连接示意图

Fig. 1 Connection diagram of assembly beam joints

为考察型钢连接装配式混凝土梁力学性能,设计制作了4根钢筋混凝土试验梁,其中试验梁P-1、P-2、P-3在两端采用预制型钢连接节点,试验梁A-1为整体浇筑普通钢筋混凝土梁。

试验梁参数见表1。型钢采用工字形截面,其中 $h \times b \times t_w \times t = 194 \text{ mm} \times 150 \text{ mm} \times 6 \text{ mm} \times 9 \text{ mm}$,两端型钢长度均为250 mm,锚固于混凝土内的长度为150 mm,混凝土内型钢下翼缘焊接于纵向受拉钢筋处,混凝土保护层厚度为20 mm。为保证型钢与混凝土协同工作,在工字形钢下翼缘均匀布置两排4.6级A19×90 mm的抗剪栓钉。连接钢板的长宽为180 mm×200 mm,连接用高强螺栓采用8.8级4M24高强螺栓。试验梁截面形式、配筋、节点连接位置如图2、图3所示。

表 1 试验梁主要参数

Table 1 Main parameters of test beams

试件编号	$b \times h/\text{mm}$	l/mm	受拉纵筋	受压纵筋	箍筋	l_c/mm
A-1	220×350	3 600	6 Φ 22	4 Φ 14	Φ 8@150	—
P-1	220×350	3 600	6 Φ 22	4 Φ 14	Φ 8@150	270
P-2	220×350	3 600	6 Φ 22	4 Φ 14	Φ 8@150	370
P-3	220×350	3 600	6 Φ 22	4 Φ 14	Φ 8@150	470

注: b 为梁宽; h 为梁高; l 为梁跨度; l_c 为型钢连接位置距梁端距离。

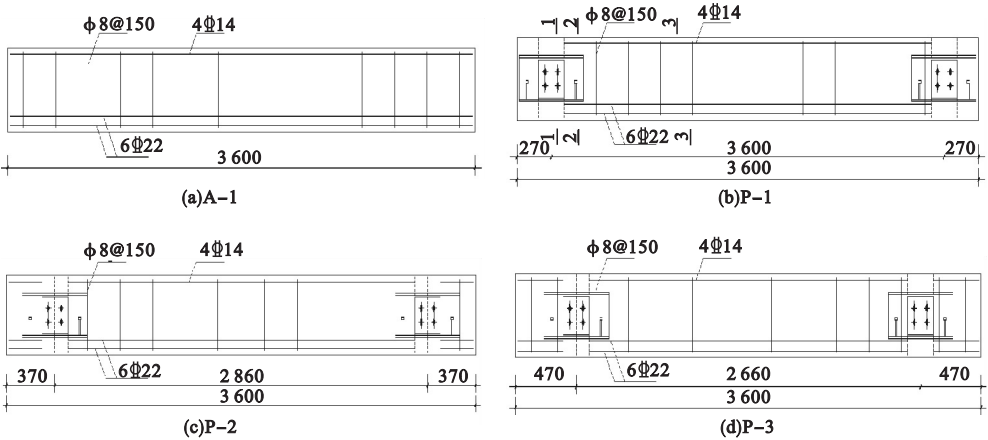


图 2 试验梁构造图
Fig. 2 Detailed structure of the test beams

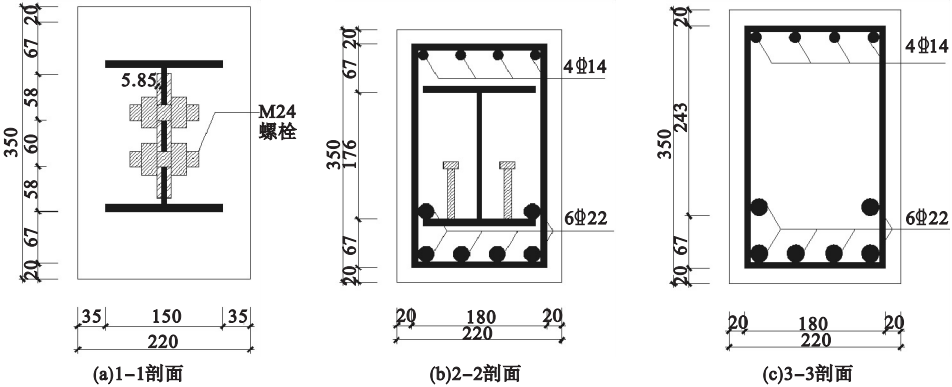


图 3 试验梁剖面图

Fig. 3 Cross sections of test beam

1.2 试验材料

混凝土设计强度为 C40,实测强度见表 2. 表中 $f_{cu,k}$ 为混凝土实测立方体抗压强度标准值; f_{ck} 为混凝土轴心抗压强度标准值; f_{tk} 为混凝土轴心抗压强度标准值; E_c 为混凝土弹性模量. 型钢及连接钢板所用钢材等级均为 Q235, 钢筋强度等级均为 HRB400. 钢板及钢筋实测强度见表 3.

表 2 混凝土力学性能

Table 2 Mechanical properties of concrete MPa

试件编号	$f_{cu,k}$	f_{ck}	f_{tk}	E_c
A-1	42.6	28.5	2.51	3.15×10^4
P-1	39.5	26.4	2.35	3.04×10^4
P-2	38.6	25.8	2.29	3.12×10^4
P-3	41.2	27.5	2.45	3.07×10^4

表3 钢材力学性能

Table 3 Mechanical properties of steel MPa

钢材类型	屈服强度	极限抗拉强度	弹性模量
直径 8 mm 钢筋	439.36	628.99	1.88×10^5
直径 14 mm 钢筋	455.24	646.10	1.97×10^5
直径 22 mm 钢筋	421.67	602.03	2.01×10^5
厚度 6 mm 钢板	288.18	403.02	1.94×10^5
厚度 9 mm 钢板	296.47	424.24	2.00×10^5

1.3 试验梁加载及测量方案

试验采用液压千斤顶通过反力架及分配梁对试验梁进行两点集中加载,加载点为试验梁三分点处.试验采用分级加载制度,每级荷载为 $0.2N_{cr}$,其中 N_{cr} 为试验梁的计算开裂

荷载;当裂缝出现后,每级荷载改为 $0.1N_u$,其中 N_u 为试验梁的计算极限荷载.试验过程中每级荷载加载完成后,均持荷 2 min,以使试验梁的变形充分发展,待读数稳定后进行下一级加载.试验中所施加的荷载由位于千斤顶处压力传感器测定.

试验梁设置了不同的测量装置:为监测加载过程中混凝土应变变化情况,在如图 4 所示部位粘贴若干混凝土应变片;为得到试验梁竖向位移变化情况,在试验梁跨中和加载点处布置位移传感器;在试验梁纵向受力钢筋表面和位于加载点与支座区间的箍筋表面粘贴若干钢筋应变片,用以测量钢筋应力变化.应变片布置及加载装置如图 4、图 5 所示.

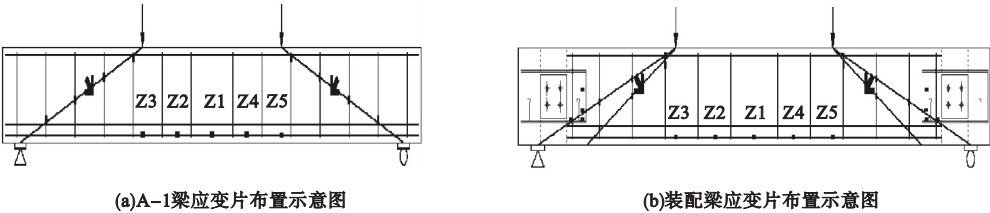


图4 试验梁应变片布置示意图

Fig. 4 Schematic diagram of test beam strain gauge arrangement

段梁腹中部先后出现细微斜裂缝,并不断向支座处和加载点处延伸,裂缝的宽度和试验梁挠度也不断增加.当荷载临近极限荷载时,试验梁一侧弯剪段箍筋全部屈服,另一侧弯剪段箍筋大部分屈服,此时加载点距支座间弯剪区段内混凝土斜裂缝的长度和宽度显著增大;随着荷载继续增加,试验梁挠度急剧增大,两侧斜裂缝形成贯通的斜裂缝;破坏时,受压区混凝土被压碎,试验梁弯剪区段箍筋屈服,此时纵筋并未达到屈服.

其余三根试验梁呈现的破坏形态比较接近:试验梁 P-1 加载初期混凝土表面无明显变化,随着荷载的增加,两侧节点连接处梁底部混凝土几乎同时出现竖向裂缝,随着荷载增加裂缝不断向加载点处延伸,裂缝宽度和试验梁的挠度不断增大.当弯剪区段箍筋屈

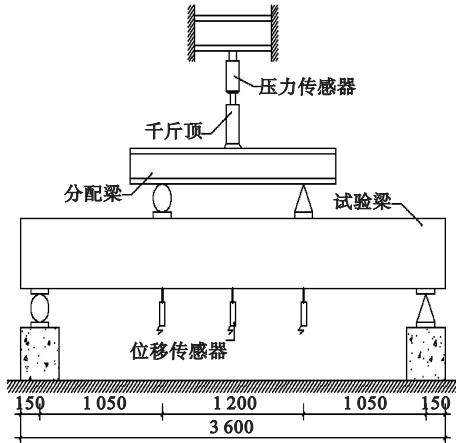


图5 试件加载及位移测量装置

Fig. 5 Loading and displacement measuring device

2 主要试验现象

试验梁 A-1 受力之初,混凝土表面无明显变化;随着荷载的增加,在加载点至支座区

服后,混凝土斜裂缝宽度迅速增加,在节点连接处形成贯通混凝土梁截面高度的裂缝.破坏时,梁两侧弯剪区段内的箍筋屈服,而纵向受力钢筋未达到屈服强度.试验梁 P-2、P-3 破坏形态比较接近:达到极限承载力时,在型

钢连接处出现主裂缝,裂缝宽度较大,裂缝向上发展形成贯通裂缝,最终试验梁挠度迅速增大而承载力迅速降低,导致破坏,破坏时箍筋未屈服.试验梁破坏形态如图 6 所示.

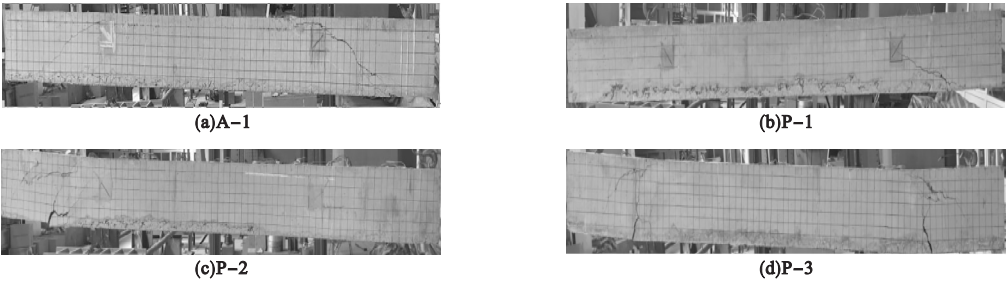


图 6 试验梁破坏形态

Fig. 6 Test beam failure modes

3 试验结果分析

3.1 荷载 - 跨中位移曲线

试验梁荷载 - 跨中位移曲线如图 7 所示. 由图可见试验梁受力过程可以分为两个阶段:混凝土开裂前,荷载 - 位移曲线呈线性弹性变化,跨中位移随荷载的增大呈线性增长;当荷载增大,试验梁混凝土开裂后,荷载 - 位移曲线出现明显拐点,这主要是由于混凝土开裂导致梁控制截面刚度降低、变形加大. 此外由图 7 还可以看出,试验梁在大部分受力阶段,在荷载相差不大时,试验梁 A-1 的变形明显大于其余三根试验梁,这主要是由于内部型钢连接节点的存在,增强了装配式梁区段刚度,减小了试验梁的变形.

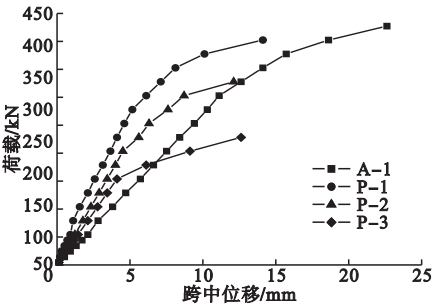


图 7 荷载 - 跨中位移曲线

Fig. 7 Load-displacement curves in the span

3.2 试验梁荷载特征值

表 4 给出了各试验梁承载力特征值. 从表中可以看出,整体浇筑的普通混凝土梁 A-1 承载力比其余三根型钢连接节点装配式混凝土梁的承载力大,主要是由于纵向受力钢筋不贯通、型钢连接节点还无法完全替代纵向受力钢筋,从而导致其承载力有所降低. 此外,3 根型钢连接节点装配式混凝土梁的承载力随着节点连接部位距支座距离的增加而逐渐降低,其中 P-1 的连接部位距支座距离最小,其承载力与 A-1 承载力相近;P-3 的连接部位距支座距离最大,其承载力反而最小. 这主要是由于连接部位距离控制截面越近,其承受的荷载效应越大,从而导致其承载力降低.

表 4 试验梁荷载特征值

Table 4 Characteristic values of test beam loads kN		
试验梁编号	开裂荷载 N_{cr}	极限荷载 N_u
A-1	40	410
P-1	50	404
P-2	55	326
P-3	55	244

3.3 弯剪区段箍筋应变曲线

图 8 给出了各试验梁弯剪区段箍筋应变随

荷载变化曲线.从图中可以看出,在试验梁混凝土开裂前,弯剪区段剪力增加较小,箍筋应变不大;当试验梁混凝土开裂后,箍筋的应变随着荷载的增大而呈逐渐增大趋势,主要是由于混凝土开裂处的受剪承载力转而由箍筋承担,因此箍筋应力显著增大;临近极限荷载时,主斜裂缝逐渐发展,箍筋应力也在逐渐增大,达到承载力

极限状态时试验梁 P-1 与 A-1 箍筋达到屈服应变,而试验梁 P-2 和 P-3 的箍筋应变值远未达到屈服.这主要是由于型钢连接处存在初始缺陷,荷载作用下容易产生裂缝,而随着型钢连接位置距支座距离的增大,连接处的弯矩也随之增大,导致该处混凝土裂缝发展也较快,因此试验梁 P-2 和 P-3 破坏时呈现上述现象.

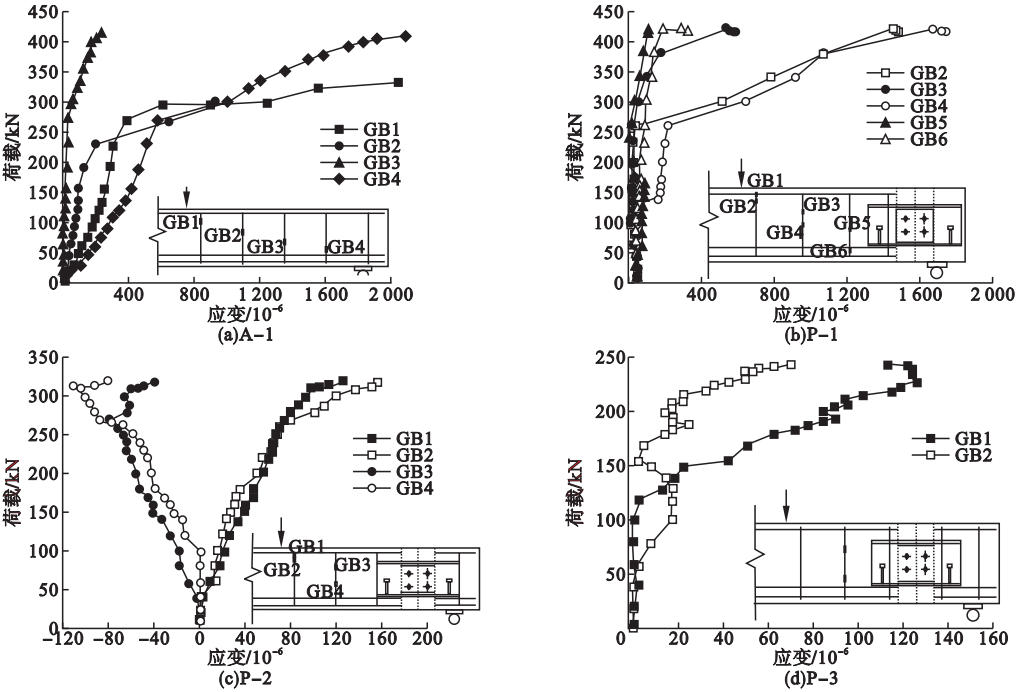
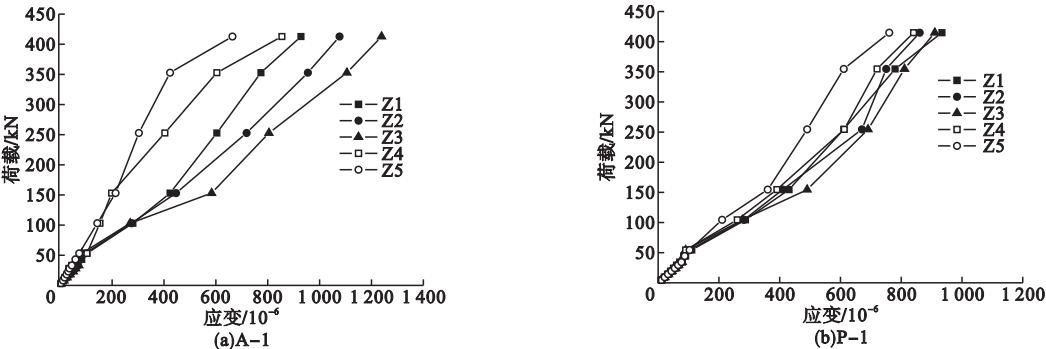


图 8 荷载 - 箍筋应变曲线
Fig. 8 Load-strain curves of stirrup

3.4 纵向钢筋应变曲线

试验梁跨中荷载 - 纵向钢筋实测应变如图 9 所示.从图中可以看出,4 根试验梁达到极限承载力时,纵向受力钢筋均未达到屈服

应变,这也符合当初设计思路,即检验型钢连接节点的力学性能;其次达到承载力极限状态时,试验梁纵向钢筋应变随着型钢连接位置距支座距离的增加呈现递减趋势,这主要



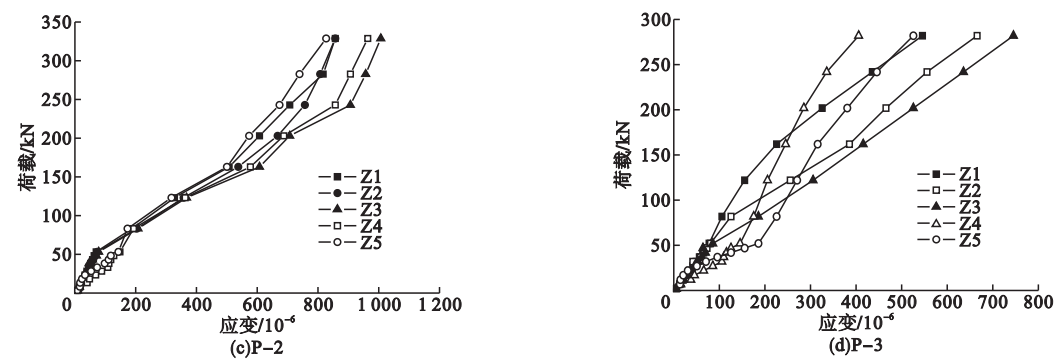


图9 荷载-纵筋应变曲线

Fig. 9 Load-strain curves of longitudinal bars

是由于型钢连接处为试验梁薄弱处,随距支座距离增加,荷载作用下连接处的弯矩值增大,破坏荷载相对降低。

3.5 型钢受力状况

试验过程中型钢荷载-应变曲线如图10所示。

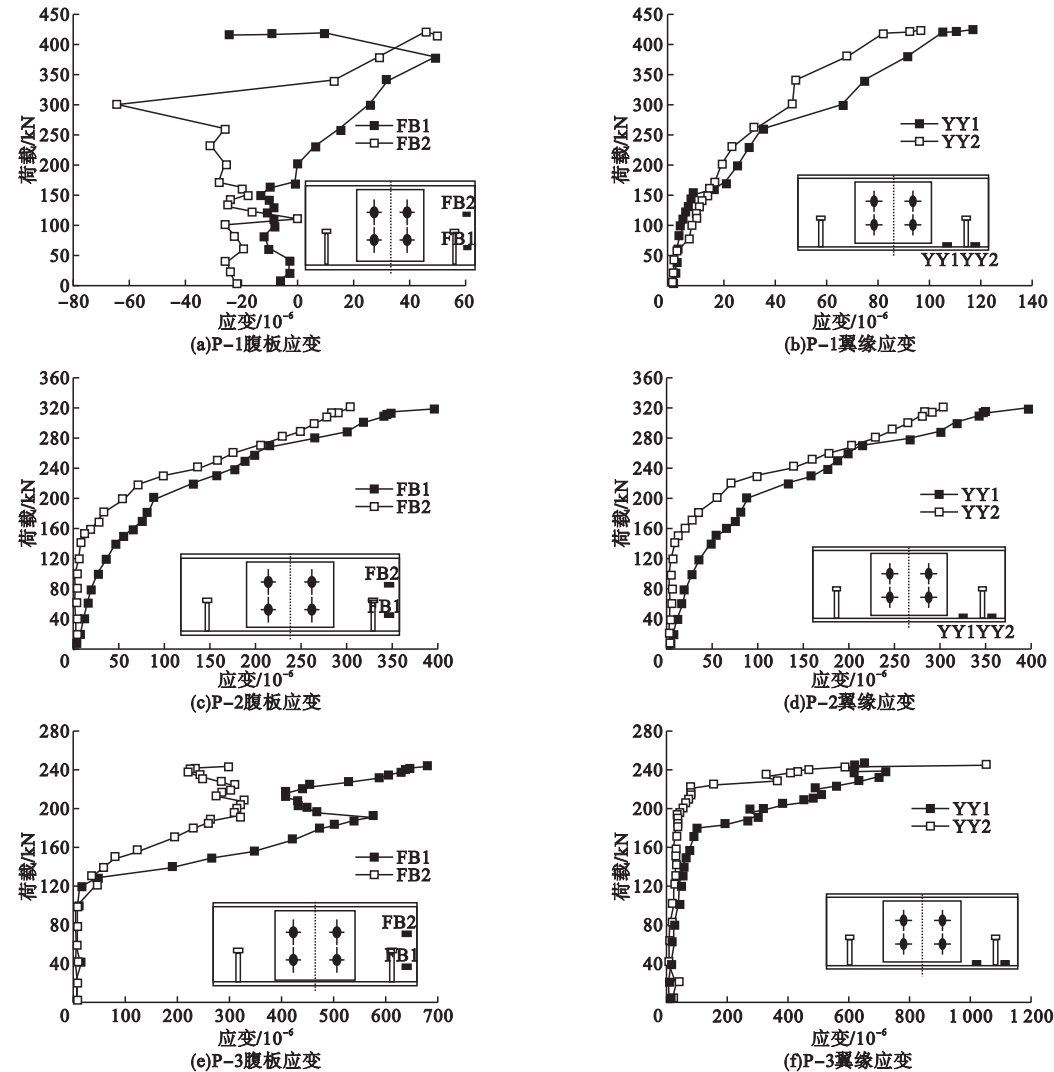


图10 荷载-腹板、翼缘应变曲线

Fig. 10 Load-strain curves of web and flange

由图可知:试验梁 P-1、P-2 和 P-3 腹板及翼缘最大应变依次增大,这是因为连接处的弯矩随型钢连接位置到支座距离增加而增大.型钢连接位置弯矩越大,该处应变相应增大.3 根型钢连接节点装配式混凝土梁的型钢腹板、翼缘处所有测点应变值均远小于屈服应变,说明采用型钢连接节点的装配式混凝土梁具有较高的受剪承载力.

4 有限元分析

4.1 有限元模型的建立

有限元模型建立过程中,钢材采用理想弹塑性硬化模型,具体公式参考《混凝土结

构设计规范》(GB50010—2010)中的混凝土单轴受拉(压)应力-应变公式确定.试验梁有限元模型如图 11 所示.其中混凝土和钢垫板采用 C3D8R 实体单元,型钢接头采用 S4 壳体单元,钢筋采用 T3D2(两节点线性三维桁架)单元.分析模型中型钢节点以及钢筋骨架均采用 Embedded 方式嵌入到整个单元之中;钢垫板与试件表面使用 Tie 方式连接.试验梁的两端分别采用固定铰支座($U1 = U2 = U3$)和滚动铰支座($U2 = U3$).混凝土、钢垫板选取网格尺寸为 40 mm,钢筋、型钢接头选取网格尺寸为 10 mm.

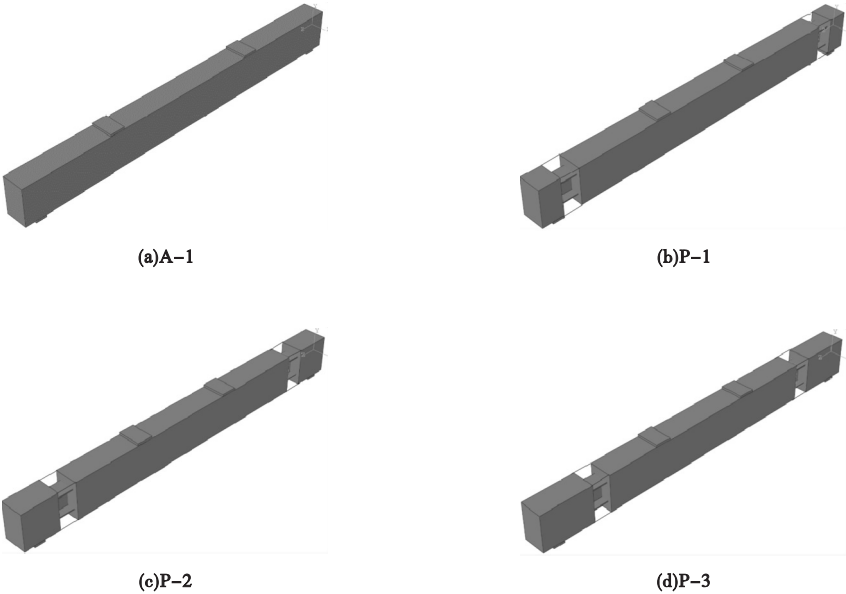


图 11 各试验梁的有限元模型

Fig. 11 Finite element models of each test beam

4.2 有限元验证结果

对 4 根试验梁有限元模型进行加载分析,得到各试验梁荷载特征值见表 5,荷载-跨中位移曲线如图 12 所示.由表 5 可知,所有试验梁极限荷载模拟值均大于试验值,但误差最大不超过 10.8%,分析原因是因为试验梁混凝土在加载前有初始缺陷,造成承载力的降低.可以看出有限元分析结果与试验结果基本吻合,可以利用 ABAQUS 对型钢连接节点装配式混凝土梁力学性能进行拓展分析.

表 5 各试验梁荷载特征值

Table 5 Load characteristic values of each test beams

试件编号	kN			
	开裂荷载 N_{cr}		极限荷载 N_u	
	试验 R_e	模拟 R_f	试验 R_e	模拟 R_f
A-1	40.00	64.58	410.00	454.38
P-1	50.00	62.12	404.00	433.27
P-2	55.00	58.36	326.00	343.11
P-3	55.00	52.81	244.00	266.48

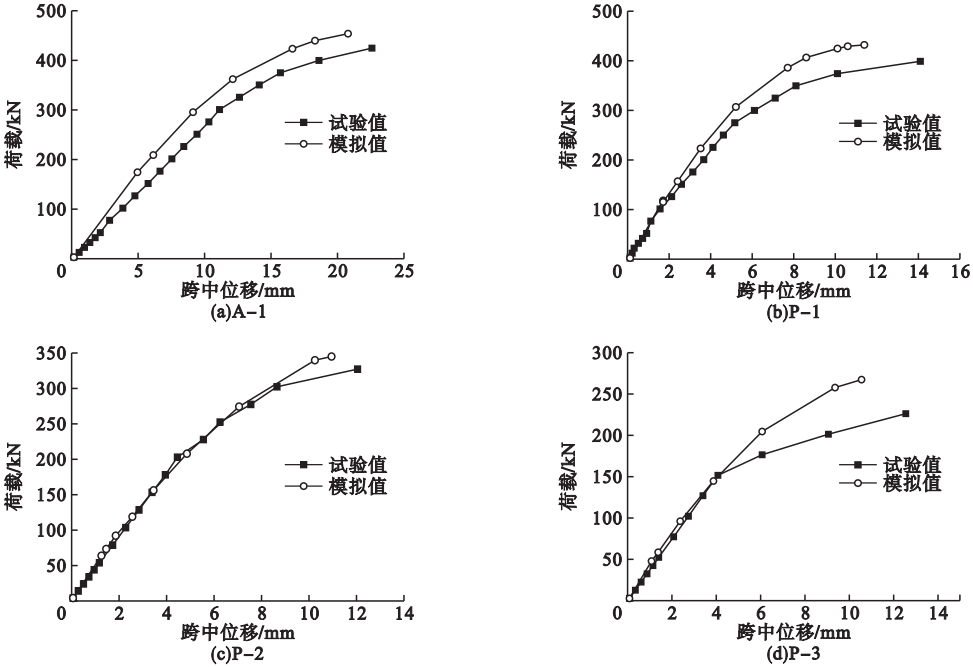


图 12 各试验梁荷载-跨中位移曲线

Fig. 12 Load-span displacement curves of each test beam

4.3 拓展分析

为了进一步探索型钢连接节点位置对型钢连接节点装配式混凝土梁受力性能的影响,根据上述试验结果,改变型钢连接节点的连接位置,并以此建立有限元分析模型,得到极限荷载结果见表 6.

表 6 型钢连接装配式梁极限荷载模拟值
Table 6 Simulated value of ultimate load of assembled beams connected by section steel

型钢连接 位置距梁端 距离 l_c /mm	l_c/h	极限荷 载/kN	极限荷载 相对于 P-1 降低幅度/%
280	0.80	424.28	2.1
290	0.83	403.02	7.0
300	0.86	397.61	8.2
310	0.89	386.32	10.8
320	0.91	372.58	14.0
330	0.94	360.25	16.9

注:文中所有梁高 h 均为 350 mm.

由表 6 可知,当装配式梁中型钢连接位置距梁端距离超过 310 mm,即 $l_c/h > 0.89$ 时,极限荷载相对于普通混凝土梁的降低幅

度超过 10%.

5 结 论

(1)3 根型钢连接节点装配式混凝土梁破坏形态类似,其中试验梁 P-1 的极限承载力与整体现浇的普通钢筋混凝土梁相近,且 3 根型钢连接节点装配式混凝土梁的承载力随着节点连接部位距支座距离的增加而逐渐降低.

(2)3 根型钢连接节点装配式混凝土梁的型钢接头腹板、翼缘处所有测点应变值均未达到屈服应变,型钢的受力性能良好且采用型钢连接节点的装配式混凝土梁具有较高的受剪承载力.

(3)利用 ABAQUS 有限元分析软件对试验结果进行验证,表明有限元分析结果与试验结果具有一致性,以型钢连接位置为参数,利用有限元分析方法对型钢连接节点装配式混凝土梁进行了受力性能拓展分析,结果表明随着型钢连接位置距梁端距离的增大,装配式梁的极限荷载逐渐降低;工程设计

中,型钢连接位置距梁端距离不宜超过 310 mm,即 $l_e/h > 0.89$,否则装配式梁的承载力无法得到保证。

参考文献

- [1] 杨卉. 装配式混凝土框架节点抗震性能试验研究[D]. 北京:北方工业大学,2014.
(YANG Hui. Experimental study on seismic performance of precast concrete frame joints [D]. Beijing: North China University of Technology, 2014.)
- [2] 蒋勤俭. 国内外装配式混凝土建筑发展综述[J]. 建筑技术, 2010, 41(12): 1074–1077.
(JIANG Qinjian. Summary on development of assembled concrete building both home and abroad [J]. Architecture technology, 2010, 41(12): 1074–1077.)
- [3] 尹衍梁, 詹耀裕, 黄纲辉. 台湾润泰预制工法介绍[J]. 混凝土世界, 2013(51): 50–56.
(YIN Yanliang, ZHAN Yaoyu, HUANG Chouhui. Introduction of Taiwan runtai prefabrication method [J]. Concrete world, 2013(51): 50–56.)
- [4] BACHMANN H, STEINLE A. Precast concrete structure[M]. Germany: Ernst & Sohn, 2011.
- [5] YOUNG R. An analytical study on the hysteresis behavior of composite-beam characterized by end-reinforcement with steel plates and concrete [J]. Journal of Harbin institute of technology, 2012, 44(S1): 374–379.
- [6] KEUN H Y, MYONG H O, MYEONG H K, et al. Flexural behavior of hybrid precast concrete beams with H-steel beams at both ends[J]. Engineering structures, 2010, 32(9): 2940–2949.
- [7] MARTI N, LESLIE D. PCI Design handbook [M]. America: Prestress American Concrete Inst, 2014.
- [8] GHOSH S K, HAWKINS N K. Seismic design provisions for precast concrete structures in ACI 318 [J]. PCI journal, 2011, 46(1): 28–32.
- [9] HRANILOVIĆ I, MEŠTROVIĆ D, KOKREHEL Z, et al. Screw connection in reinforced concrete column joints of prefabricated structures [J]. Solid state phenomena, 2017, 259: 249–254.
- [10] 柳炳康, 宋满荣, 黄慎江, 等. 三层预压装配式预应力混凝土框架抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2011, 32(9): 99–106.
(LIU Bingkang, SONG Manrong, HUANG Shenjiang, et al. Experimental study on seismic performance of three story post-tensioned precast RC frame [J]. Journal of building structures, 2011, 32(9): 99–106.)
- [11] JIN K, KITAYAMA K, SONG S, et al. Shear capacity of precast prestressed concrete beam-column joint assembled by unbonded tendon [J]. ACI structural journal, 2017, 114(1): 51–62.
- [12] OUSALEM H, ISHIKAWA Y, KIMURA H, et al. Seismic performance and flexural stiffness variation of assembled precast high-strength concrete beam jointed at mid-span using transverse bolts [J]. Journal of advanced concrete technology, 2009, 7(2): 205–216.
- [13] 单奇峰. 装配式框架结构梁柱节点优化设计及抗震性能研究[D]. 南京: 东南大学, 2016.
(SHAN Qifeng. Optimization design and seismic behaviors of precast frame beam-column joint [D]. Nanjing: Southeast University, 2016.)
- [14] 吴从晓, 赖伟山, 周云, 等. 新型预制装配式消能减震混凝土框架节点抗震性能试验研究[J]. 土木工程学报, 2015(9): 23–30.
(WU Congxiao, LAI Weishan, ZHOU Yun, et al. Experimental study on seismic behaviors of new energy-dissipative prefabricated concrete frame structure joints [J]. China civil engineering journal, 2015(9): 23–30.)
- [15] 沈德刚. 带钢接头的装配式钢筋混凝土梁抗剪性能研究[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2014.
(SHEN Degang. Shear behavior of semi-precast reinforced concrete beams with steel end connectors [D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2014.)
- [16] 杨辉, 郭正兴, 许傲逸, 等. 局部后张预应力装配式混凝土框架梁柱节点抗震试验研究[J]. 东南大学学报(自然科学版), 2019, 49(6): 1101–1108.
(YANG Hui, GUO Zhengxing, XU Aoyi, et al. Experimental study on seismic behavior of local post-tensioned precast concrete beam-to-column connections [J]. Journal of southeast university (natural science edition), 2019, 49(6): 1101–1108.)
- [17] 王修军, 王燕, 安琦. 装配式梁柱外环板高强螺栓连接节点抗弯承载力及节点刚度研究[J]. 天津大学学报(自然科学与工程技术版), 2019, 52(增刊2): 75–82.
(WANG Xiujun, WANG Yan, AN Qi. Moment resistance and stiffness of an assembled beam-column joint with high-strength bolt and external diaphragm [J]. Journal of Tianjin university (science and technology), 2019, 52(S2): 75–82.)
- [18] 余文茂. 灌浆套筒连接装配式混凝土圆柱抗震性能试验研究[D]. 厦门: 华侨大学, 2019.
(YU Wenmao. Experimental research on seismic behavior of circular concrete columns with grout-filled coupling sleeves [D]. Xiamen: Huaqiao University, 2019.)
- [19] 中华人民共和国建设部. 混凝土结构设计规范: GB 50010—2010 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
(Ministry of Construction of the PRC. Code for seismic design of buildings: GB50011—2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.)

(责任编辑: 杨永生 英文审校: 刘永军)