

配置组合封闭箍筋叠合框架梁端抗震性能试验

赵 勇¹, 陈嘉伟¹, 田春雨²

(1. 同济大学 土木工程学院, 上海 200092; 2. 中国建筑科学研究院, 北京 100013)

摘要: 通过 6 个试件的低周反复加载试验, 研究了配置 HRB500 纵筋和组合封闭箍筋的叠合混凝土框架梁端的破坏形态、滞回曲线、骨架曲线、延性等抗震性能以及极限承载能力。结果表明: 叠合试件的叠合面和根部结合面出现开裂和滑移, 其滞回曲线捏拢, 耗能、极限承载力和位移延性系数均小于整浇试件; 叠合试件的位移延性系数为 3.6~4.5; 叠合试件与整浇试件的极限承载力之比平均为 0.90, 但与按规范 GB 50010—2010 得到的计算值之比平均为 1.31; 达到极限承载力前, 各试件的高强纵筋和斜拉破坏试件的箍筋均能受拉屈服; 配箍形式和根部结合面类型对叠合试件的抗震性能和极限承载力影响不大。

关键词: 装配式混凝土; 叠合框架梁; 组合封闭箍筋; 低周反复加载试验; 抗震性能

中图分类号: TU375.1

文献标志码: A

Experimental Study on Seismic Performance of Composite Concrete Frame Beam-Ends With Two-Piece Closed Stirrups

ZHAO Yong¹, CHEN Jiawei¹, TIAN Chunyu²

(1. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. China Academy of Building Research, Beijing 100013, China)

Abstract: Six concrete frame beam-ends were tested under low frequency cyclic loading. The seismic behaviors of the specimens with HRB500 high-yield-strength longitudinal rebars and two-piece closed stirrups were analyzed including failure mechanism, hysteretic behavior, skeleton curves, drift ductility and bearing capacity. The results show that the beam-end interface and the horizontal interface of composite beam crack and slip, which results in the pinching of hysteretic loops. At the meantime, the energy dissipation capacity and the bearing capacity of the composite beams are smaller than the cast-in-situ one. Moreover, the displacement ductility factor of specimens is from 3.6 to 4.5. The bearing capacity of composite beams is similar to the cast-in-situ one, the

average ratio of two is 0.90. However, the ratio of composite beams' ultimate bearing capacity is 1.31 times of that calculated by the code GB 50010—2010. The specimens' longitudinal rebars yield before the peak load, and the stirrups of the specimens which are subjected to the diagonal-tension failure also yield. The effect of stirrup arrangement and beam-end interface type on displacement ductility and bearing capacity is not obvious.

Key words: precast concrete; composite frame beam; two-piece closed stirrups; low frequency cyclic loading test; seismic behavior

我国行业标准 JGJ 1—2014《装配式混凝土结构技术规程》^[1](以下简称“规程 JGJ 1”)参考美国规范 ACI 318^[2], 给出了叠合梁中采用组合封闭箍筋的做法。但由于研究不足, 对抗震等级为一级和二级的框架梁端加密区, 规程 JGJ 1 仍建议采用整体封闭箍^[1], 限制了组合封闭箍的应用, 造成装配施工的不便。国内外学者对配置组合封闭箍叠合梁性能也开展了试验研究, 但研究对象主要为简支梁。文献[3]进行了 3 根配置不同箍筋形式 T 形简支梁的低周反复加载试验, 指出配箍形式对试件的强度和刚度退化影响不大, 但配置向外 90°弯钩开口箍筋试件会出现箍筋锚固失效现象。文献[4]进行了 9 根简支叠合梁的低周反复加载试验, 结果表明按美国规范 ACI 318 配箍的叠合梁未出现叠合面开裂和滑移。文献[5]进行了 4 根配置组合封闭箍简支叠合梁在单调荷载下的受弯性能试验, 指出配箍形式对试件的破坏模式、承载力和位移延性影响不大。文献[6]进行了 8 根配置组合封闭箍简支叠合梁在单调荷载下的受剪性能试验, 指出配箍形式对试件的受剪承载力基本没有影响, 但配置组合封闭箍的试件会出现叠合面剪切滑移。文献[7]进行了 5 根配置组合封闭箍

收稿日期: 2016-08-09

基金项目: “十二五”国家科技支撑计划(2011BAJ10B02)

第一作者: 赵 勇(1975—), 男, 副教授, 工学博士, 主要研究方向为混凝土结构。E-mail: yongzhao@tongji.edu.cn

筒支叠合梁的低周反复加载试验,指出整浇梁和叠合梁力学性能相近,配箍形式对叠合梁抗震性能影响不大.值得注意的是,对于框架叠合梁,除有水平叠合面外,还存在梁柱相交的竖向结合面,在地震作用下的破坏会更为复杂.为此,本文通过低周反复加载试验,研究叠合框架梁端的破坏形态、滞回性能、耗能能力、延性、刚度退化等抗震性能和极限承载能力,并进一步分析不同箍筋形式和结合面类型对框架梁抗震性能的影响.

1 试验概况

1.1 试件设计

试验共设计 4 个叠合混凝土框架梁端试件和 2 个整浇混凝土框架梁端试件,试件主要参数见表 1 和图 1.图 1 中灰色为预制部分,预制部分和后浇部

分的界面称为叠合面,预制部分与地梁的界面称为根部结合面.试验设计了两种破坏模式,其中试件 B2-1、CB2-1 为受弯破坏,其余试件为斜拉破坏.试件的截面尺寸均为 250 mm×450 mm,后浇部分厚度为 150 mm;加载点到梁根距离为 1 400 mm,剪跨比均为 3.4.试件截面采用对称配筋,纵筋采用 HRB500 钢筋,保护层厚度为 25 mm,并在试件梁腹两侧各配置 2 Φ 16 的构造纵筋.箍筋采用 HRB400 钢筋,考虑了三种配箍形式,如图 1c 所示,其中,A 型为整体封闭箍筋,B 型和 C 型为组合封闭箍筋,箍筋弯弧直径为 35 mm,弯折后平直段长度为 80 mm,A、B 型箍筋的弯钩均为 135°,C 型箍筋弯钩的一端为 135°、另一端为 90°,并采用间隔方式布置.钢筋实测的力学性能参数见表 2.试件的叠合面为拉毛粗糙面,结合面分别设置了键槽面或露骨料粗糙面,键槽结合面的构造如图 1 d 所示,符合规程 JGJ 1 的要求.

表 1 试件主要参数

Tab.1 Main parameters of specimens

试件编号	试件类型	f_{cu1}/MPa	f_{cu2}/MPa	单侧受力纵筋①②	箍筋③	结合面类型	设计破坏模式
B2-1	整浇	42.3	—	2 Φ 25	Φ 8@100(A)	整浇	受弯
B2-2	整浇	42.3	—	4 Φ 25	Φ 8@150(A)	整浇	斜拉
CB2-1	叠合	42.3	37.6	2 Φ 25	Φ 8@100(C)	粗糙	受弯
CB2-2	叠合	42.3	37.6	4 Φ 25	Φ 8@150(B)	粗糙	斜拉
CB2-3	叠合	42.3	37.6	4 Φ 25	Φ 8@150(B)	键槽	斜拉
CB2-4	叠合	42.3	37.6	4 Φ 25	Φ 8@150(C)	键槽	斜拉

注: f_{cu1} 和 f_{cu2} 分别为预制部分和后浇部分同条件养护下的混凝土立方体抗压强度.

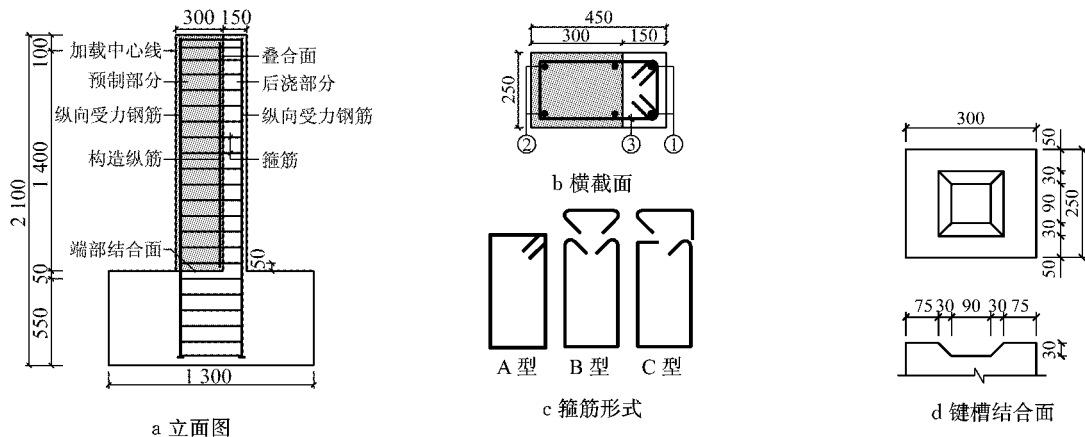


图 1 试件的几何参数及配筋(单位:mm)

Fig.1 Dimensions and reinforcement details of specimens (unit: mm)

表 2 钢筋实测的力学性能

Tab.2 Mechanical properties of steel rebars

钢筋种类	屈服强度/MPa	抗拉强度/MPa	弹性模量/GPa	延伸率/%	屈服应变/ 10^{-3}
Φ 8	412	695	205	26.7	2.010
Φ 25	540	730	203	24.5	2.660

1.2 加载方案

试验采用悬臂式加载,规定由北向南加载为正向,由 MAS-2000D/500 型双作用伺服作动器沿水平方向施加低周反复荷载,如图 2 所示.采用荷载-位移混合机制加载.首先为荷载控制加载,加载增量

为 $0.15P_{u,c}$ ($P_{u,c}$ 为极限承载力计算值), 每级加载循环两次; 加载到 $0.75P_{u,c}$, 改为位移控制加载, 位移增量为 5 mm, 每级荷载循环两次, 直至正反向承载力下降低于 $0.85P_u$ (P_u 为极限承载力试验值, 也称峰值荷载), 停止加载.

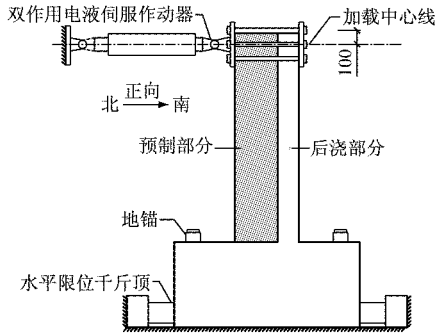


图 2 试验加载装置 (单位: mm)
Fig. 2 Test setup (unit: mm)

1.3 测点布置及测量内容

试验过程中, 对试件顶部的水平位移和试件纵筋、箍筋应变进行测量, 测点布置如图 3 所示. 其中, 在加载中心线处设置位移计 F1 和试件根部设置位移计 F2, 用于量测加载端相对试件根部的水平位移 Δ ; 在距试件底面 100 mm 和 200 mm 处, 分别对角布置两个纵筋应变测点; 在试件底部的四道箍筋分别布置两个箍筋应变测点, 一个布置在预制部分, 另一个布置在后浇部分.

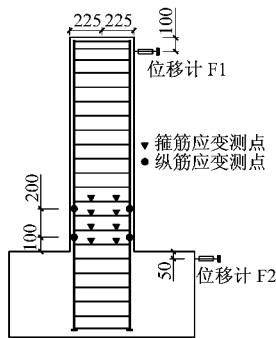


图 3 测点布置 (单位: mm)
Fig. 3 Layout of measuring points (unit: mm)

2 试验结果及分析

2.1 试件裂缝特征和破坏形态

加载至 $0.35P_u$ 左右时, 各试件南北两侧靠近根部开始出现水平受拉裂缝, 东西两侧靠近根部出现弯剪斜裂缝, 叠合试件的根部结合面均出现轻微开裂. 加载至 $0.6P_u$ 左右时, 南北两侧出现多道新的水平受拉裂缝, 东西两侧由加载端部出现新的斜裂缝

并不断向下延伸, 试件 CB2-2 和 CB2-3 的叠合面开裂并贯通, 而试件 CB2-4 的叠合面开裂但未贯通.

加载至 P_u 时, 各试件的裂缝形态如图 4 所示. 设计为受弯破坏的试件, 其根部混凝土出现压碎剥落, 东西两侧面斜裂缝分布基本对称, 试件 CB2-1 预制部分的根部结合面开裂并贯通 (见图 5a). 设计为斜拉破坏的试件中, 试件 B2-2 和 CB2-4 表面的斜裂缝基本呈“X”形且对称交叉分布 (见图 4b 和 f), 试件 CB2-2 预制部分和后浇部分的斜裂缝大多未能穿过叠合面 (见图 4d), 试件 CB2-3 仅在预制部分形成“X”形交叉斜裂缝 (见图 4e); 试件 CB2-2 和 CB2-4 预制部分的根部结合面均开裂并贯通 (见图 5b 和 c); 试件 CB2-2 和 CB2-3 叠合面相对滑移较大 (见图 5d 和 e), 分别达到 9.7 mm 和 5.5 mm; 试件 CB2-3 沿预制部分纵向受力钢筋出现黏结裂缝, 试件 CB2-4 沿两边纵向受力钢筋均出现黏结裂缝; 试件 CB2-2 和 CB2-3 在叠合面处均出现混凝土剥落, 试件 CB2-3 和 CB2-4 在黏结裂缝处出现混凝土剥落.

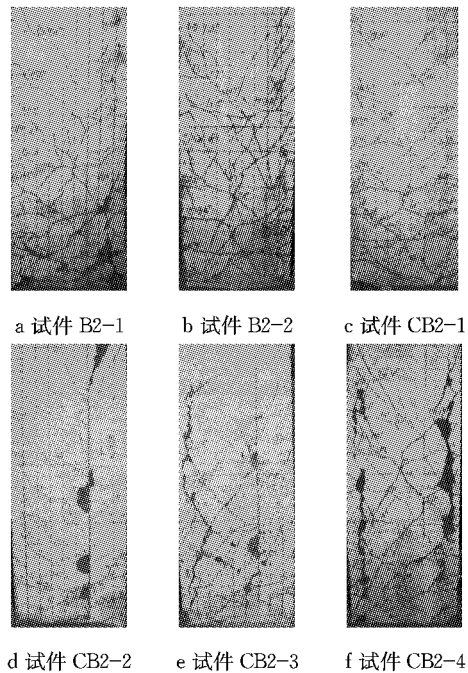
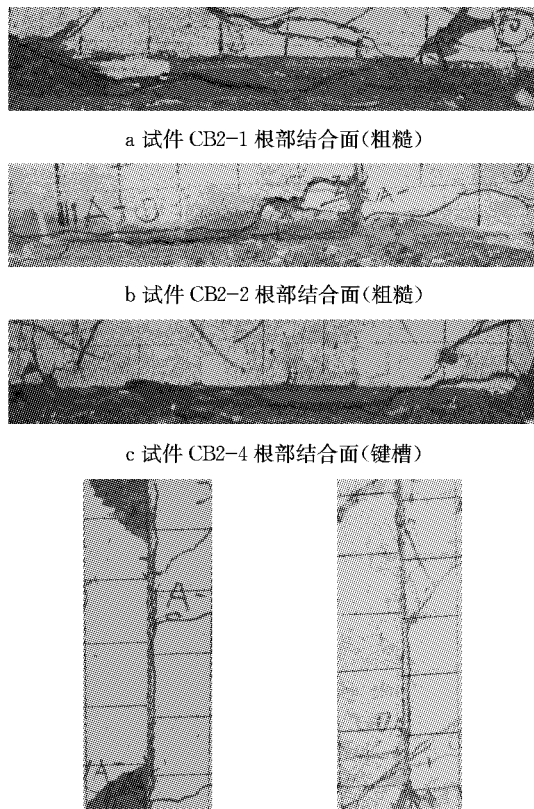
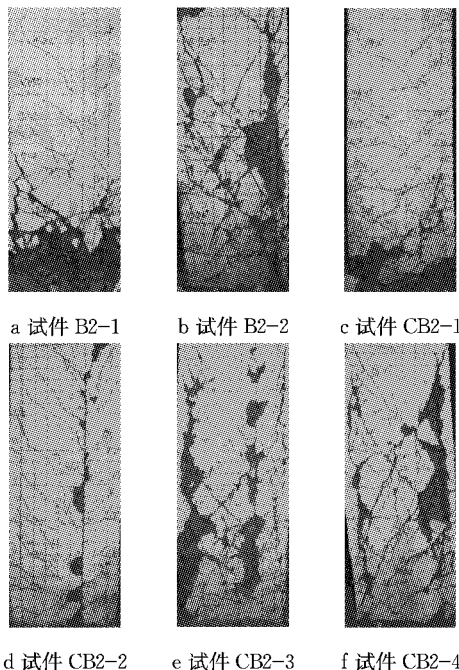


图 4 峰值荷载时各试件的裂缝形态
Fig. 4 Crack distribution of specimens at peak load

卸载至 $0.85P_u$ 时试件破坏^[8], 各试件的破坏形态如图 6 所示. 设计为受弯破坏的试件, 其端部均出现了塑性铰, 但叠合试件的塑性铰区范围比整浇试件小, 叠合试件的根部结合面形成通缝. 设计为斜拉破坏的试件中, 试件 B2-2、CB2-3 和 CB2-4 表面“X”型交叉斜裂缝进一步加宽变长, 沿主斜裂缝发生劈裂破坏, 但试件 CB2-2 表面斜裂缝未见继续加宽现



a 试件 CB2-1 根部结合面(粗糙)
 b 试件 CB2-2 根部结合面(粗糙)
 c 试件 CB2-4 根部结合面(键槽)
 d 试件 CB2-2 叠合面滑移 e 试件 CB2-3 叠合面滑移
 图 5 峰值荷载时试件叠合面和结合面的开裂及滑移
 Fig.5 Crack and slip of horizontal and end interfaces at peak load



a 试件 B2-1 b 试件 B2-2 c 试件 CB2-1
 d 试件 CB2-2 e 试件 CB2-3 f 试件 CB2-4
 图 6 各试件的破坏形态
 Fig.6 Failure patterns of specimens

象;试件 CB2-2 和 CB2-3 的叠合面裂缝宽度和滑移量增大,沿叠合面均出现混凝土剥落现象;叠合试件

预制部分的根部结合面均形成通缝且裂缝宽度较大;除试件 CB2-2 外,其余试件均出现纵筋黏结裂缝并伴有混凝土剥落;由于加载装置未能完全对中,因此试件 CB2-1 出现较为严重的扭转,并迅速破坏.所有试件的箍筋均未出现弯钩打开的现象.

2.2 滞回曲线

各试件的荷载-位移滞回曲线如图 7 所示,其中 P 为试件加载端水平荷载, Δ 为加载端相对试件根部的水平位移.由图 7 可知:

(1)达到屈服荷载前,各试件的滞回曲线近似呈“梭形”,残余变形较小;随加载进行,滞回曲线开始偏向位移轴,曲线包围的面积增加,耗能也增大,但同一加载等级第二次加载的滞回环面积小于第一次加载.

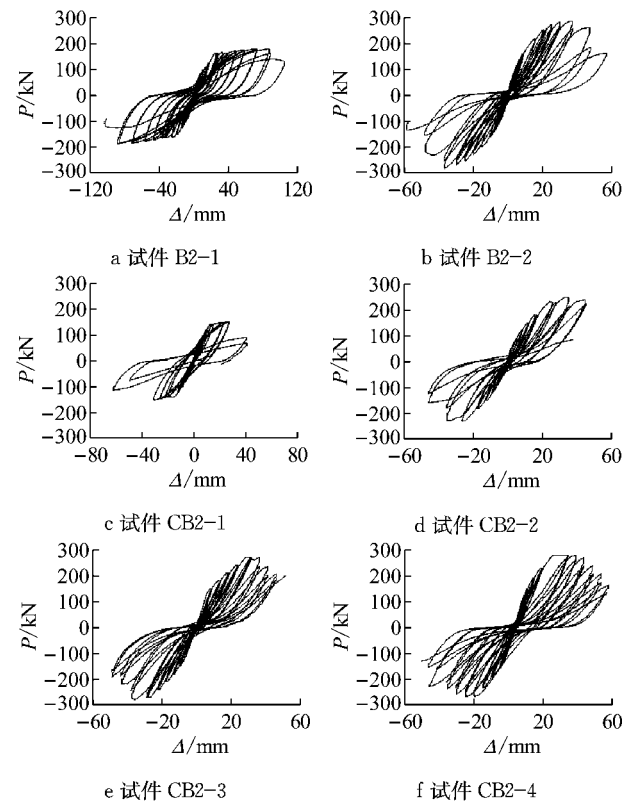


图 7 各试件的荷载-位移滞回曲线
 Fig.7 Load-drift hysteretic loops of specimens

(2)对设计为受弯破坏的试件,整浇试件 B2-1 的滞回曲线形状比叠合试件 CB2-1 的更为饱满;达到峰值荷载前,2 个试件的滞回曲线形状相似,均出现轻微捏拢;达到峰值荷载后,试件 B2-1 捏拢加重,滞回曲线由“梭形”转变为“弓形”,试件 CB2-1 由于出现扭转,其滞回曲线偏向位移轴幅度较大且圈数较少.

(3)对设计为斜拉破坏的试件,达到峰值荷载前,滞回曲线出现捏拢,较为狭窄,且包围面积较小;

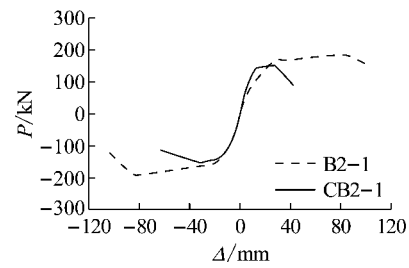
达到峰值荷载后,试件 B2-2、CB2-2 和 CB2-3 的滞回曲线包围面积有所增加,但捏拢加重,滞回曲线转变为“反 S 形”;试件 CB2-2 的滞回曲线正反向明显不对称,反向偏向位移轴幅度较大,试件 B2-2 和 CB2-3 的滞回曲线正反向近似对称;试件 CB2-4 的滞回曲线循环圈数较多,但捏拢更加严重,水平滑移段比试件 CB2-2 和 CB2-3 长,滞回曲线转变为“Z 形”,接近水平的滑移段使曲线包围的面积减少,降低了耗能能力;叠合试件累计耗能比整浇试件平均低 14% 左右。

2.3 骨架曲线

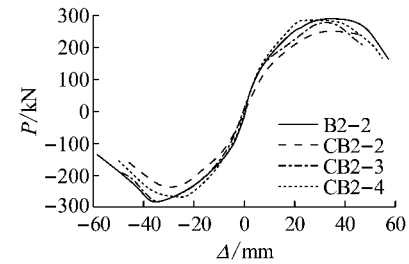
各试件的荷载-位移骨架曲线如图 8 所示。采用 Park 法确定试件的屈服荷载和位移,并将荷载-位移骨架曲线上荷载下降至 $0.85P_u$ 时定为破坏荷载,相应的位移为极限位移^[8]。各试件的屈服、峰值和破坏特征点的试验结果见表 3。由图 8 和表 3 可知:

(1) 对设计为受弯破坏的试件,达到屈服荷载前,整浇试件 B2-1 和叠合试件 CB2-1 的骨架曲线形状相似;达到屈服荷载后,试件 CB2-1 结合面开裂,使其强化幅度小于试件 B2-1;达到峰值荷载后,试件 CB2-1 由于出现扭转,较早出现强度退化,且退化速度较快。

(2) 对设计为斜拉破坏的试件,达到屈服荷载前,整浇试件和叠合试件的骨架曲线形状相似;达到



a 受弯破坏试件



b 斜拉破坏试件

图 8 各试件的荷载-位移骨架曲线

Fig. 8 Load-drift skeleton curves of specimens

屈服荷载后,试件 CB2-2 受叠合面通缝的影响,其正反向强化幅度均小于其他叠合试件且反向卸载最先出现强度退化;达到峰值荷载后,由于叠合面和结合面开裂,叠合试件的刚度均小于整浇试件;配置 B 型组合封闭箍试件 CB2-3 和配置 C 型组合封闭箍试件 CB2-4 的骨架曲线形状相似,两者也与整浇试件 B2-2 的相似。

表 3 各特征点的试验结果

Tab. 3 Test results of characteristic points

试件编号	$+\Delta_y/\text{mm}$	$-\Delta_y/\text{mm}$	$+\Delta_u/\text{mm}$	$-\Delta_u/\text{mm}$	$+\Delta_m/\text{mm}$	$-\Delta_m/\text{mm}$	$+\mu$	$-\mu$	$\bar{\mu}$
B2-1	17.0	-13.2	73.0	-86.4	99.8	-98.5	5.9	-7.5	6.7
B2-2	8.6	-9.5	36.2	-36.6	49.5	-41.8	5.8	-4.4	5.1
CB2-1	10.5	-12.4	27.7	-31.0	32.4	-49.3	3.1	-4.0	3.6
CB2-2	10.7	-11.4	34.0	-24.8	45.1	-39.6	4.2	-3.5	3.9
CB2-3	10.5	-11.9	36.6	-35.7	42.5	-41.7	4.0	-3.5	3.8
CB2-4	10.2	-11.3	35.6	-28.2	45.4	-49.5	4.5	-4.4	4.5

注: $\pm\Delta_y$ 为屈服位移; $\pm\Delta_u$ 为峰值位移; $\pm\Delta_m$ 为极限位移; $\pm\mu$ 为位移延性系数; $\bar{\mu}$ 为位移延性系数平均值。

2.4 位移延性

各试件的位移延性系数见表 3。由表 3 可知:

(1) 对设计为受拉破坏的试件,试件 CB2-1 受扭转影响,其正、反向位移延性系数略低,分别为 3.1 和 4.0。

(2) 对设计为斜拉破坏的试件,受叠合面和结合面开裂影响,叠合试件的正向位移延性系数在 4.0~4.5 之间,均值为 4.2,反向位移延性系数在 3.5~4.4 之间,均值为 4.0,均小于整浇试件 B2-2;叠合面滑移较大的试件 CB2-2 和 CB2-3,其正反向位移延性系数差别较大,正向位移延性系数平均比反向大约 17%;而其他条件相同下,不同配箍形式和不同根

部结合面类型试件的位移延性系数差别不大。

2.5 刚度退化

以割线刚度 K 来表征试件的刚度退化,其中第 i 级的割线刚度取为 $K_i = P_i / \Delta_i$, P_i 和 Δ_i 分别为第 i 级加载时的荷载和位移^[8]。各试件反向加载的刚度退化曲线如图 9 所示。由图 9 可知:

(1) 对设计为受弯破坏的试件,在小位移时,叠合试件 CB2-1 的刚度与整浇试件 B2-1 接近,两者的刚度下降速度均较快。随着加载进行,两者的刚度退化速度减缓,试件 B2-1 的刚度逐步大于试件 CB2-1。在大位移时,试件 CB2-1 受扭转影响,其刚度低于试件 B2-1,且退化速度较快。

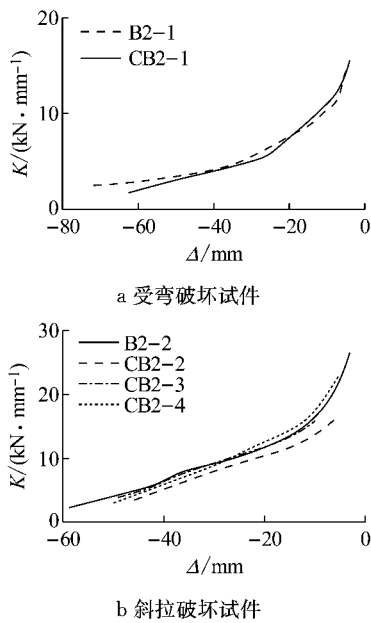


图 9 各试件反向的刚度退化曲线

Fig.9 Negative stiffness degradation curves of specimens

(2)对设计为斜拉破坏的试件,在加载过程中,试件 CB2-2 的叠合面破坏较严重,故其刚度始终小于其他试件.其他叠合试件和整浇试件的刚度退化曲线形状近似,在小位移时刚度退化较快,随加载进行,刚度退化速度减缓.

2.6 纵向钢筋和箍筋的荷载-应变滞回曲线

各试件的荷载-纵筋应变滞回曲线如图 10 所示,其中 ϵ_t 为纵筋应变.由图 10 可知:

(1)对设计为受弯破坏的试件,达到峰值荷载前,试件 B2-1、CB2-1 的南、北两侧纵向受力钢筋均能受拉屈服,但受压不屈服.试件 CB2-1 底部混凝土剥落较为严重,钢筋在受压时出现弯曲,受压应变滞回曲线出现了分叉,并向荷载轴偏移.

(2)对设计为斜拉破坏的试件,除试件 CB2-2 在达到峰值荷载时预制部分纵向受力钢筋能受拉屈服,但后浇部分纵向受力钢筋受拉不屈服外,其余试件达到峰值荷载前,预制部分和后浇部分的纵向受力钢筋均能受拉屈服,但受压不屈服;达到峰值荷载前,各试件两侧纵向受力钢筋的滞回曲线基本能过原点,卸载后残余变形不大,但达到峰值荷载后,试件 CB2-2 和 CB2-3 的叠合面均出现开裂和滑移,后浇部分的纵向受力钢筋残余变形增大,受压时偏向荷载轴幅度较大.

各试件的荷载-箍筋应变滞回曲线如图 11 所示,其中 ϵ_v 为箍筋应变.由图 11 可知:

(1)对设计受弯破坏的试件,正反向加载试件 B2-1 的南北两侧箍筋均能屈服,且为纵筋先屈服,

但叠合试件 CB2-1 达到峰值荷载以后,箍筋应变片损坏严重,故未能得到后期的测试数据.对设计斜拉破坏的试件,正反向加载预制部分和后浇部分箍筋均能屈服,且为箍筋先屈服.

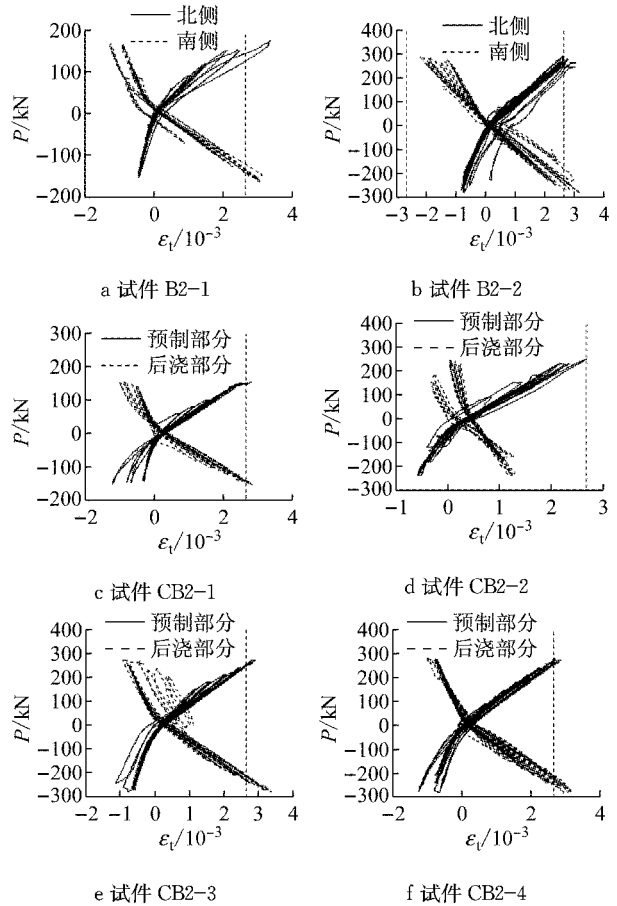


图 10 纵筋应变滞回曲线

Fig.10 Load-strain hysteretic loops of longitudinal rebars

(2)加载初期,各试件的箍筋基本处于弹性受力状态,卸载后残余变形较小.随加载进行,设计受弯破坏试件 B2-1 和 CB2-1 的箍筋应变缓慢增长,卸载后残余变形略有增加,但设计斜拉破坏试件的箍筋应变增长较快,卸载后残余变形迅速增加,且后浇部分箍筋应变明显大于预制部分.叠合面滑移较大的试件 CB2-2 后浇部分箍筋应变在达到峰值荷载后出现突变,应变大幅度增加,卸载后残余变形也较大,且比预制部分箍筋应变大很多;配置 B 型箍筋试件 CB2-3 和配置 C 型箍筋试件 CB2-4,其箍筋应变滞回曲线正反向加载基本关于应变轴对称,且箍筋应变低于整浇试件 B2-2.

2.7 极限承载力分析

根据试件的破坏特征、位移滞回曲线、钢筋应变滞回曲线等可知,所有试件均按设计破坏模式破坏.

各试件的极限承载力试验值和计算值如表 4 所示。

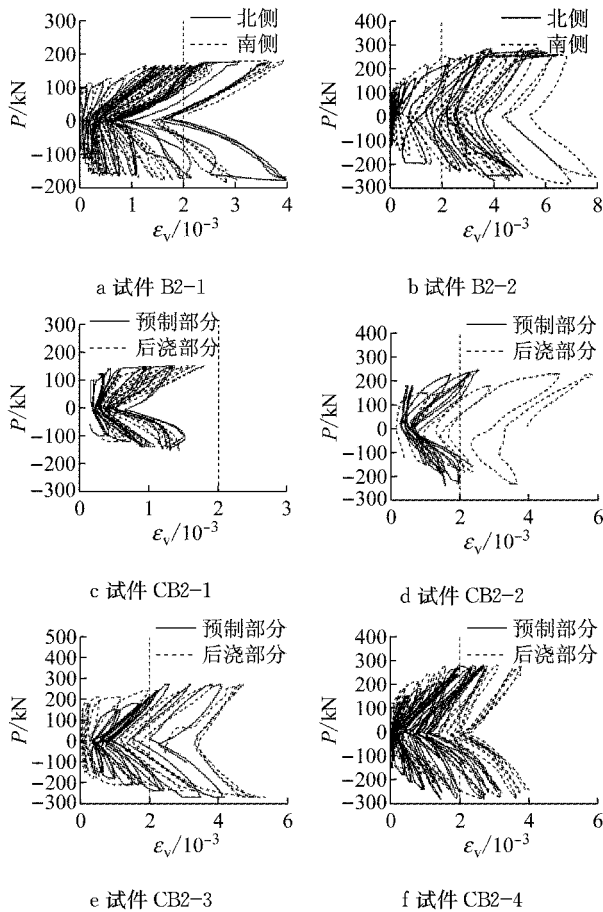


图 11 箍筋应变滞回曲线

Fig. 11 Load-strain hysteretic loops of stirrups

表 4 试件的极限承载力试验值与计算值

试件 编号	试验值/kN		计算值/kN				$P_{u,c}^+ / P_u^+$	$P_{u,c}^- / P_u^-$	
	P_u^+	P_u^-	$P_{u1,c}^+$	$P_{u1,c}^-$	$P_{u2,c}$	$P_{u3,c}$			$P_{u4,c}$
B2-1	180	165	142	142	247	—	—	0.79	0.86
B2-2	288	283	255	255	190	—	—	0.89	0.90
CB2-1	152	152	140	142	247	467	614	0.92	0.93
CB2-2	249	231	248	255	190	419	1 036	0.76	0.82
CB2-3	271	278	248	255	190	419	936	0.70	0.68
CB2-4	281	266	248	255	190	419	936	0.68	0.71

表中, P_u^+ 和 P_u^- 分别表示试件极限承载力正反向试验值和计算值; $P_{u1,c}^+$ 为按正反向试件根部正截面受弯承载力 $M_{u1,c}$ 推算的剪力, $P_{u2,c}$ 为试件斜截面受剪承载力, $P_{u3,c}$ 为试件叠合面受剪承载力, 均按 GB 50010—2010《混凝土结构设计规范》^[9] (以下简称“规范 GB 50010”) 的附录 H 计算, 其中承载力抗震调整系数取 1.0; $P_{u4,c}$ 为试件根部结合面受剪承载力, 按规程 JGJ 1 的式(7.2.2-2)计算. 结合面的抗剪承载力设计值大于 1.2 倍的斜截面受剪承载力设计值, 符合规程 JGJ 1 的要求. 因此, 对受弯破坏的试

件 B2-1、CB2-1, 取 $P_{u,c}^{\pm} = P_{u1,c}^{\pm}$, 对受剪破坏的试件 B2-2 和 CB2-2~CB2-4, 取 $P_{u,c}^{\pm} = P_{u2,c}$. 由表 4 可知:

(1) 对受弯破坏试件, 叠合试件 CB2-1 的极限承载力试验值略低于整浇试件 B2-1, 两者之比平均为 0.88; 试件 B2-1 和 CB2-1 的正反向极限承载力计算值均小于试验值, 两者之比为 0.79~0.93.

(2) 对斜拉破坏试件, 配置 B 型箍筋试件 CB2-3 和配置 C 型箍筋试件 CB2-4 的极限承载力试验值接近, 其值也与整浇试件 B2-2 接近, 两者之比为 0.96; 试件 CB2-3 和 CB2-4 的正反向极限承载力计算值均小于试验值, 两者之比平均为 0.69, 说明按规范 GB 50010—2010 计算得到的叠合梁斜截面受剪承载力仍具有较大的安全度.

(3) 对发生叠合面严重滑移的试件 CB2-2, 其极限承载力试验值比其他叠合试件的低 15%, 说明叠合面的开裂和滑移会降低试件的极限承载力. 值得注意的是, 文献[10]也指出, 按规范 GB 50010—2010 计算的叠合面受剪承载力可靠指标偏低. 因此, 建议对规范公式做进一步研究, 并采取措施保证叠合面的受剪承载力.

3 结论与建议

(1) 叠合试件的叠合面和结合面均出现了不同程度的开裂和滑移, 受弯破坏试件的塑性铰区小于整浇试件, 斜拉破坏试件的斜裂缝在叠合面处不连续, 导致其滞回曲线较狭窄、捏拢严重, 累计耗能低于整浇试件.

(2) 叠合试件的位移延性系数为 3.6~4.5, 比整浇试件的偏小. 叠合试件比整浇试件的极限承载力略低, 两者之比平均为 0.90, 但按规范 GB 50010—2010 计算得到的叠合试件极限承载力与试验值之比平均为 0.77, 具有较高的安全度.

(3) 试验过程中均未发现组合封闭箍的弯钩打开, 可认为配箍形式和结合面类型对叠合试件的位移延性和极限承载力影响不大.

(4) 叠合面和结合面的开裂和滑移会降低叠合构件的刚度和位移延性, 且叠合面的开裂还会降低试件的极限承载力. 建议设计中应适当加大框架梁端部的叠合面抗剪横向钢筋, 并严格控制叠合面和结合面粗糙化的施工质量. 另外, 建议对叠合面的受剪承载力计算公式做进一步研究.

(下转第 879 页)