

现浇板对空间框架结构抗震性能影响

宁 宁, 屈文俊, 朱 鹏

(同济大学 土木工程学院 建筑工程系, 200092 上海)

摘要:为研究现浇板对框架结构抗震性能的影响,以现浇板的作用为主要研究内容,开展了两个空间框架模型的水平低周反复抗震试验.通过试验数据对空间框架结构的破坏形态、承载力、刚度退化过程、滞回特性、变形特点以及耗能能力等抗震性能进行分析.结果表明:现浇板使框架承载力提高而变形能力降低;模型耗能能力变化不大.模型破坏时由“强柱弱梁”破坏机制向“强梁弱柱”破坏机制转变;且由于板的空间作用使承载力退化速度降低而刚度退化加快.模型整体抗震性能良好.

关键词:现浇板作用;钢筋混凝土空间框架;抗震性能

中图分类号: TU375.3 **文献标志码:** A **文章编号:** 0367-6234(2014)02-0072-06

Effect of cast in-situ slabs on seismic performance of spatial RC frames

NING Ning, QU Wenjun, ZHU Peng

(Department of Building Engineering, College of Civil Engineering, Tongji University, 200092 Shanghai, China)

Abstract: To study the affection of cast in-situ slabs in RC frames during earthquakes, this paper presents a low cyclic loading test for two spatial RC frames. The failure pattern, loading carrying capacity, stiffness degradation, deformation characteristic and energy dissipation capacity are experimentally studied. Research findings indicate that the loading carrying capacity of the frame with cast in-situ slabs increase and the deformation capacity decrease. However, the energy dissipation capacity changes slightly. The failure patterns of the frame with cast in-situ slabs changes from “strong column weak beam failure” to the “strong beam weak column”. The degradation of loading carrying capacity decreases and the stiffness degradation increases due to the effect of slabs. All the frames exhibit good seismic performance.

Keywords: cast in-situ slabs; spatial RC frames; seismic performance

实际框架结构的抗震性能、破坏过程和受力机制与不考虑现浇板作用的空框架有差异.目前,国内外对框架结构的抗震性能试验研究未能充分考虑现浇板的影响^[1-5].为研究现浇板对框架结构抗震性能的作用,国内外学者开展了一系列试验与理论研究^[6-10].其中, Franco 等^[6]进行了带现浇板边节点的拟静力对比试验, Zerbe 等^[7]对带现浇板的边节点、中节点以及平面框架进行了试验研究.研究表明:现浇板对框架的抗震性能有

一定影响,并建议了现浇板有效翼缘宽度的取值范围.但以上研究均未考虑结构的空作用.本文基于两个 1:2.5 的空间缩尺框架的低周反复试验,对比了带现浇板与不带现浇板空间框架的承载能力、刚度退化、延性、变形能力、破坏模式和滞回耗能等抗震性能.

1 试验设计

1.1 试验材料

试验采用 PO42.5 普通硅酸盐水泥, JC-3 型缓凝高效减水剂, 砂为普通中砂, 天然粗骨料为碎石, 连续级配, 拌合水为自来水. 模型分两批次浇筑, 一层与二层混凝土浇筑后 28 d 力学性能见表 1.

收稿日期: 2013-03-27.

基金项目: 国家科技支撑计划(十一五)项目(2006BAJ03A07-04).

作者简介: 宁 宁(1982—),女,博士研究生;

屈文俊(1958—),男,教授,博士生导师.

通信作者: 屈文俊, quwenjun.tj@tongji.edu.cn.

柱纵向受力钢筋采用 HRB335 级钢筋, 梁、板受力钢筋与箍筋采用 HPB235 级钢筋, 其中柱钢筋直径为 10 mm, 梁钢筋直径为 8 mm, 现浇板钢筋及箍筋直径为 6 mm, 实测钢筋的屈服强度、极限强度与弹性模量见表 2。

表 1 混凝土力学性能

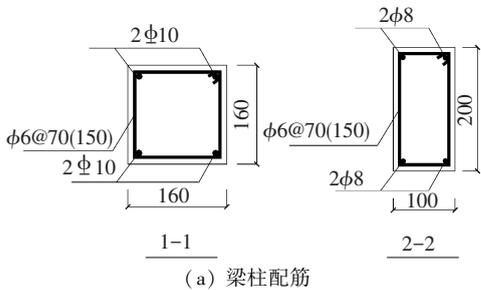
层数	立方体抗压强度 f_{cu} / MPa	棱柱体抗压强度 f_c / MPa	弹性模量 $E_c / 10^4 \text{MPa}$
一层	37.3	28.4	2.85
二层	33.1	25.1	2.46

表 2 钢筋力学性能

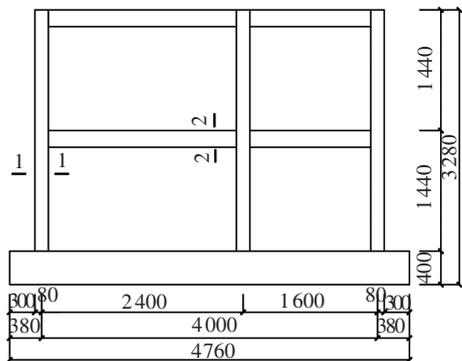
钢筋直径/ mm	钢筋 类别	屈服强度 f_y / MPa	极限强度 f_u / MPa	弹性模量 $E_s / 10^5 \text{MPa}$
6	HPB235	294.17	400.99	1.51
8	HPB235	303.85	423.17	1.68
10	HRB335	347.52	507.77	1.56

1.2 模型设计

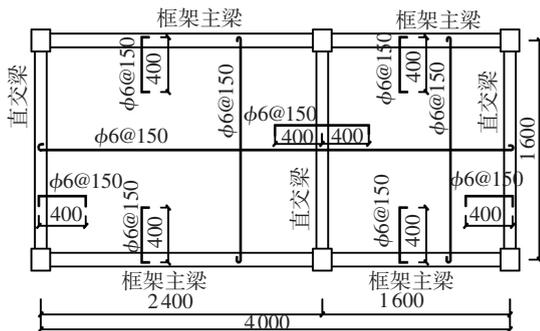
本次试验共计两个模型: 未设现浇板的空间框架 KJ-1 与有现浇板空间框架 KJ-2。模型依据 GB50011—2008《建筑抗震设计规范》^[11] 规定, 按照 8 度二级框架结构进行配筋和构造设计, 模型一层长跨角柱、短跨角柱和边柱的实际轴压比分别为 0.007、0.006 和 0.012; 二层分别为 0.003 5、0.003 和 0.006。两个模型尺寸相同, 均采用 2 跨×1 跨“日”字形两层空间框架结构。模型长 4 m, 宽 1.6 m, 高 2.88 m。长边方向长跨为 2.4 m, 短跨 1.6 m; 短边方向横跨 1.6 m。柱尺寸 160 mm×160 mm, 梁尺寸 100 mm×200 mm, 现浇板厚 50 mm, 基础底座尺寸 300 mm×400 mm。模型尺寸及配筋见图 1。



(a) 梁柱配筋



(b) 模型尺寸



(c) 板中配筋

图 1 模型尺寸和配筋

1.3 试验方法和加载制度

试验在同济大学建筑结构试验室进行。参考 JG101—96《建筑抗震试验方法规程》规定, 本次试验采用拟静力试验方案。为防止模型发生平面外扭转, 采用两个油压千斤顶在框架顶层同步施加水平低周反复荷载, 加载见图 2。为保证 KJ-1 和 KJ-2 质量相同, 试验前在 KJ-1 各个梁上堆载以模拟施加现浇板重量。



(a) KJ-1



(b) KJ-2

图 2 模型加载装置

试验采用位移控制加载, 正式试验前采用 $\pm 2 \text{ mm}$ (0.05% 位移角) 预加载, 以测试应变片等仪器是否正常工作。

正式试验时位移由 $\pm 3 \text{ mm}$ (0.1%)— $\pm 6 \text{ mm}$ (0.2%)— $\pm 9 \text{ mm}$ (0.3%)— $\pm 12 \text{ mm}$ (0.4%)— $\pm 17 \text{ mm}$ (0.6%)— $\pm 23 \text{ mm}$ (0.8%)— $\pm 29 \text{ mm}$ (1%)— $\pm 36 \text{ mm}$ (1.25%)— $\pm 43 \text{ mm}$ (1.5%)— $\pm 58 \text{ mm}$ (2%)— $\pm 72 \text{ mm}$ (2.5%)— $\pm 86 \text{ mm}$ (3%)— $\pm 101 \text{ mm}$ (3.5%)— $\pm 110 \text{ mm}$ (4%)— $\pm 120 \text{ mm}$ (4.2%), 每级位移循环 3 次。试验过程

中加卸载速度保持匀速。

1.4 测点布置和量测内容

试验采用YHD型位移计,为量测模型平面内外侧移大小、梁柱转角和直交梁扭转,KJ-1共布置13个位移计,KJ-2共布置17个位移计,其中在基础底座的位置布置位移计,用于测量底部滑移。

用于量测梁、柱及板中钢筋等应变变化情况的电阻应变片规格为 $B \times 120 - 5AA$,格栅为 50×3 。混凝土应变片规格 $B \times 120 - 50AA$,用以量测现浇板混凝土应变变化情况。

2 试验结果与分析

2.1 破坏形态和破坏机制

1) 破坏形态. KJ-1模型在加载初期($\pm 3 \text{ mm}$)未出现开裂现象,随着加载进行,当达到 $\pm 6 \text{ mm}$ 时,一层在短跨角柱柱脚和各个梁端受拉区混凝土开裂,裂缝宽度约为 0.2 mm 。此时,模型滞回曲线包围面积狭小,模型基本上处于弹性工作阶段。随着水平位移的不断加大,梁、柱端混凝土不断出现新裂缝,裂缝宽度逐渐增大,开裂现象明显。当达到 $1.5\% \sim 2\%$ ($43 \sim 58 \text{ mm}$)层间位移角时,裂缝基本出齐,并不断扩大。 $\pm 58 \text{ mm}$ 时可听到较清晰混凝土破碎声音,一层边节点核心区出现斜裂缝。当到达加载阶段末期时,一层角节点混凝土保护层脱落,柱脚混凝土受压破坏,钢筋屈服(图3)。KJ-1模型一层各个梁端钢筋全部屈服,混凝土开裂较大(图4),呈明显的“强柱弱梁”破坏机制。

KJ-2模型在试验初期时混凝土的开裂、扩展过程与KJ-1模型相似,但梁端裂缝明显减少,柱端裂缝明显增多,且现浇板中出现平行于短跨方向的细裂缝与斜裂缝。随着加载进行,当达到 $\pm 43 \text{ mm} \sim \pm 58 \text{ mm}$ 时,梁、柱裂缝基本出齐,节点核心区同时出现斜裂缝。 $\pm 58 \text{ mm}$ 时可听到较清晰混凝土破碎声音,梁柱裂缝加宽,随后现浇板已有裂缝加宽并不断出现新裂缝(图5)。由于现浇板钢筋受拉,使得直交梁梁端扭转裂缝明显(图6)。最终,模型一层柱脚混凝土受压竖向开裂,钢筋屈服,一层角节点侧面混凝土保护层脱落。对比KJ-1与KJ-2模型的最终破坏形态,KJ-2最终破坏时二层边柱底部钢筋屈服,混凝土开裂较大,且边节点两侧梁端裂缝较KJ-1少。KJ-1与KJ-2混凝土裂缝分布情况见图7。

两榀框架加载全过程,平面外位移计读数均很小,表明框架扭转现象不明显,可忽略。



图3 柱脚混凝土破坏形态



图4 梁端塑性铰



图5 现浇板裂缝

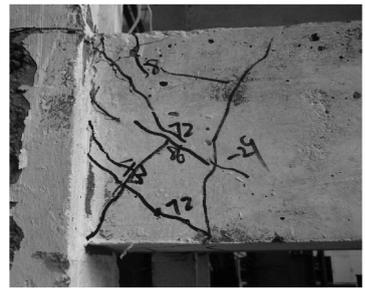
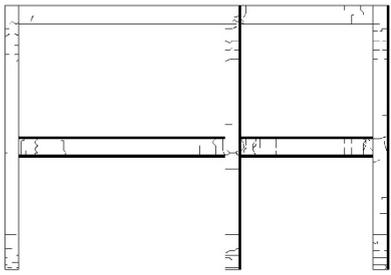
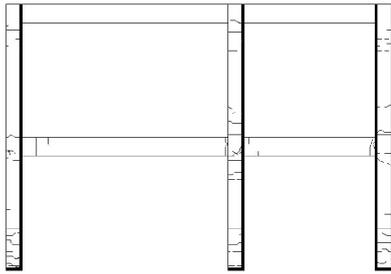


图6 KJ-2直交梁扭转裂缝

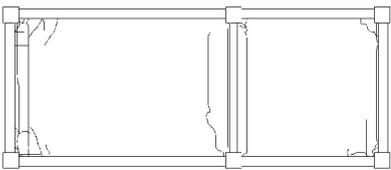
2) 破坏机制. KJ-1、KJ-2的塑性铰位置见图8。对比两个模型的最终破坏形态,KJ-1的破坏形态为“强柱弱梁”模式,塑性铰首先在梁端出现,最后形成梁铰机制破坏,但是柱脚破坏是不可避免的,而且一旦柱脚塑性铰出现,其发展比梁铰快。有现浇板的KJ-2柱端塑性铰明显增多,其中一层的两根柱出现了两端塑性铰的破坏形态。说明由于现浇板的存在,使整个结构由“强柱弱梁”破坏机制转向“强梁弱柱”的破坏机制。二层柱顶破坏严重,而顶层梁端钢筋屈服和塑性铰出现与发展比较迟缓,这主要是由于水平加载装置使柱顶形成局部应力集中造成的^[1]。



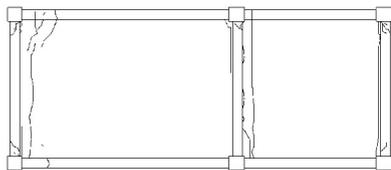
(a) KJ-1 梁柱裂缝分布



(b) KJ-2 梁柱裂缝分布

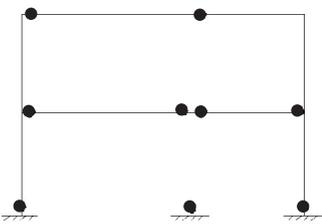


(c) 一层现浇板板底裂缝

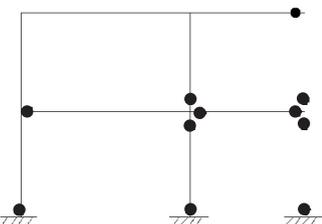


(d) 一层现浇板板顶裂缝

图 7 裂缝分布



(a) KJ-1



(b) KJ-2

图 8 塑性铰位置

2.2 滞回耗能能力

滞回曲线反映了在低周反复试验中,水平作

用力与侧移之间关系曲线.它是进行抗震设计的重要依据.KJ-1、KJ-2 在低周反复荷载作用下的 $P - \Delta$ 滞回曲线见图 9、10.

1) 在试验加载初期 ($\pm 6 \text{ mm}$),模型滞回环包围面积狭小,力和位移基本上呈直线变化.刚度退化不明显,结构的耗能较低.

2) 结构进入弹塑性阶段后,滞回曲线呈弓形,曲线趋向丰满,耗能能力加强.对比现浇板作用对滞回曲线的影响;两框架滞回曲线的形状基本相似;KJ-2 滞回环所包围面积较 KJ-1 增大,表明 KJ-2 较 KJ-1 耗能增大.

3) 随着循环次数的加大,模型耗能能力不断增强,在每一级位移阶段,后一次循环都较前一次的荷载低,说明刚度和强度由于损伤累积的影响而不断下降.

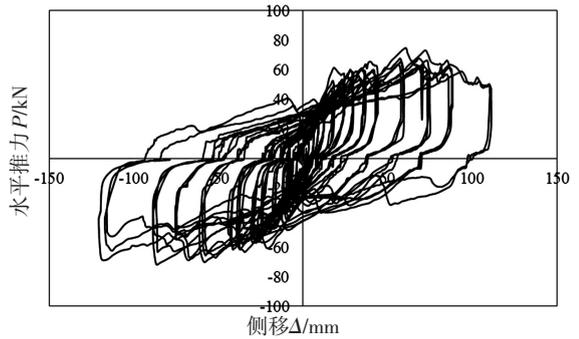


图 9 KJ-1 的滞回曲线

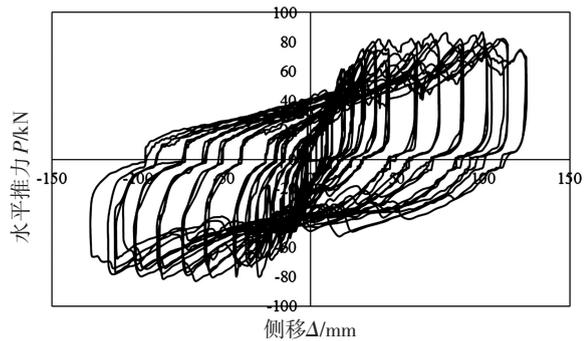


图 10 KJ-2 的滞回曲线

2.3 骨架曲线

KJ-1 与 KJ-2 的骨架曲线见图 11.

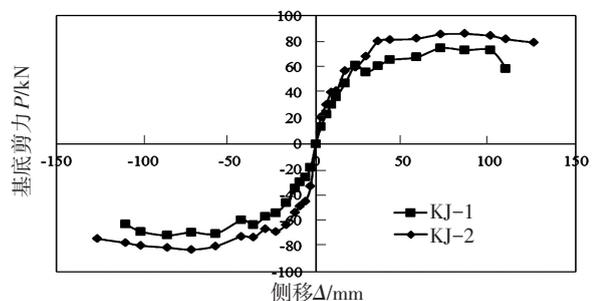


图 11 框架骨架线

1) 在低周反复荷载作用下, KJ-1 与 KJ-2 骨架线上均有明显的开裂点, 屈服点、最大荷载点和极限位移点; 模型经历了弹性、弹塑性和极限破坏三个阶段。

2) 对比现浇板作用对两框架骨架线的影响, KJ-1 与 KJ-2 骨架曲线形状基本相同, KJ-2 的承载力明显高于 KJ-1, 且峰值点后 KJ-2 的强度降低速度较 KJ-1 缓和。

从骨架曲线可得出, 由于 KJ-2 的基底剪力较 KJ-1 提高, 在层间侧移角 2% (58 mm) 时, KJ-2 的基底剪力是 KJ-1 的 1.14 倍。基底剪力的增大使一层各柱剪力增大, 从而导致柱端弯矩的增大, 使 KJ-2 底层柱端更容易出现塑性铰。建议设计中增大底层柱配筋, 保证实现“强柱弱梁”破坏机制。

2.4 特征荷载与特征位移

模型的屈服荷载 P_y 与峰值荷载 P_{max} 见表 3。其中模型屈服荷载的大小按能量等值法来确定。KJ-2 的屈服荷载较 KJ-1 提高 13.7%, 峰值荷载提高 15.2%。表明现浇板的存在较明显地提高了框架承载力。

模型屈服位移 Δ_y 和峰值位移 Δ_{max} (峰值荷载对应的位移) 见表 3。KJ-2 的屈服位移较 KJ-1 降低 16.7%, 峰值位移 KJ-2 较 KJ-1 降低 2.2%。采用位移延性系数 $\mu = \Delta_{max} / \Delta_y$ 与极限位移角 $R_{max} = \Delta_{max} / H$ 来反映结构延性的大小 (H 为模型高度)。计算结果表明, 两框架均具有良好的延性; 两框架的极限位移角分别为 1/35 和 1/36, 说明 KJ-1 的变形能力略优于 KJ-2, 两框架均具有良好的变形能力。

表 3 特征位移与特征荷载

模型	P_y/kN	P_{max}/kN	Δ_y/mm	Δ_{max}/mm	μ	R_{max}
KJ-1	61.46	73.12	36	81.8	2.27	1/35
KJ-2	69.90	84.25	30	80.0	2.67	1/36

2.5 刚度退化曲线

在低周反复抗震试验中, 当模型屈服以后, 随着侧移增加, 模型刚度也逐步降低。为了考察框架在低周反复荷载作用下的刚度退化情况, 本文采用每级加载过程中, 第一次循环所对应的割线刚度来表示模型刚度退化特性。KJ-1、KJ-2 刚度退化曲线见图 12。

对比两框架刚度退化曲线, KJ-2 初始刚度较 KJ-1 增大 74.6% (正向) 与 119.2% (负向), 说明现浇板的存在增大了结构整体刚度。模型刚度随侧移增加而降低, 其退化趋势基本接近, 当达到试验加载末期, 两框架刚度基本相同。

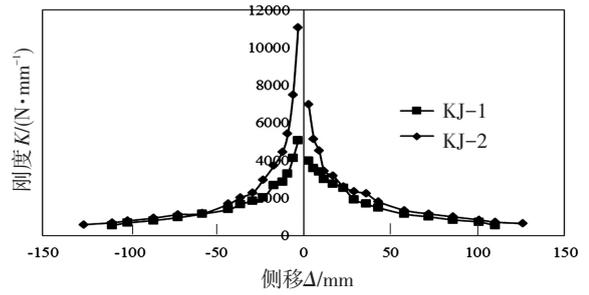


图 12 刚度退化曲线

2.6 耗能能力

评价结构的滞回耗能能力一般采用荷载-位移曲线包络的图形面积来衡量, 滞回曲线包络线越饱满, 则模型的耗能能力越强, 其抗震性能越好。现代工程抗震中, 采用等效粘滞阻尼比 h_e 来判断构件的耗能能力。

$$h_e = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{S(\Delta ABC + \Delta CDE)}{S(\Delta OBG + \Delta ODF)}, \quad (1)$$

式中: $S(\Delta ABC + \Delta CDE)$ 、 $S(\Delta OBG + \Delta ODF)$ 对应的面积见图 13。

按式 (1) 计算两框架在不同侧移下的 h_e 变化趋势见图 14。模型在加载初期, h_e 都较低, 随着侧移不断增加, h_e 呈非线性递增。最终, h_e 均超出 0.2, 表明钢筋混凝土框架结构具有良好的滞回耗能能力。对比现浇板对耗能能力的影响, 两框架的 h_e 相差不大, 考虑现浇板作用对结构整体滞回耗能影响不大。

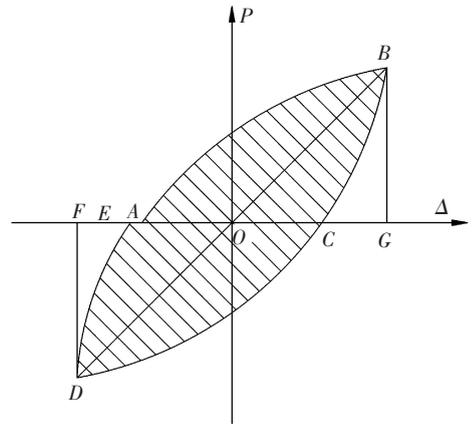


图 13 耗能能力定义

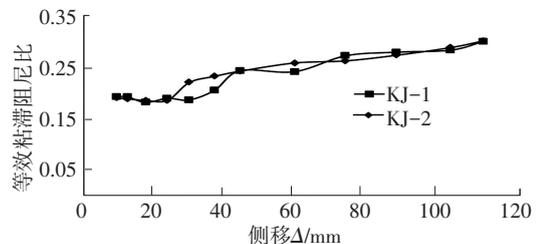
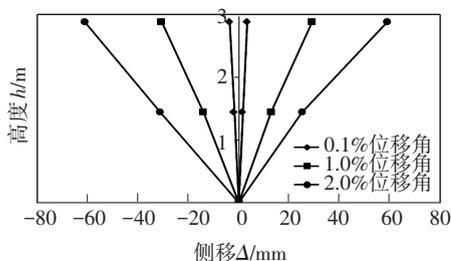


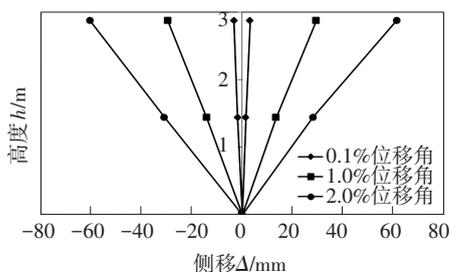
图 14 等效粘滞阻尼比

2.7 侧移曲线

通过布置在每层的位移计测得数据,对比 KJ-1、KJ-2 在 0.1%、1% 和 2% 位移角下的整体侧移曲线见图 15。模型沿竖向的侧移具有很好的连续性;两个模型侧移曲线的形状基本相同,现浇板对框架侧移曲线的形状影响不大。



(a) KJ-1



(b) KJ-2

图 15 侧移曲线

对比模型在 2% 位移角下一层与二层层间位移的大小:其中 KJ-1 一层平均层间位移为 28.2 mm,二层平均层间位移为 31.9 mm;KJ-2 一层层间位移为 29.5 mm,二层层间位移为 32.4 mm;其层间位移角均满足规范关于框架结构弹塑性层间位移角限值 $1/50^{[11]}$ 的规定。

3 结论

1) 现浇板对框架破坏机制有一定影响,KJ-1 为梁铰破坏机制;KJ-2 转为梁柱混合铰破坏机制,且一层部位两根柱端均出现塑性铰;由于现浇板的存在,KJ-2 直交梁发生扭转,扭转裂缝集中在约一倍梁高范围。

2) 现浇板的存在改善了模型的整体性能与承载力,KJ-2 峰值荷载较 KJ-1 有明显提高。KJ-2 滞回曲线与 KJ-1 相似,但滞回环包络面积增大。

3) 现浇板对模型刚度有明显影响,KJ-2 的初始刚度较 KJ-1 有较大提高,但二者刚度退化趋势相似,且接近破坏时,二者刚度相差不大。

4) 现浇板的存在降低了结构的变形能力,KJ-2 变形系数小于 KJ-1。对比现浇板对模型耗能

能力的影响,两框架相差不大,均有良好耗能能力。

5) 两个模型侧移曲线的形状基本相同,现浇板对框架侧移曲线的形状影响不大。

6) 在抗震设计中,宜增大底层柱配筋,建议在规范规定的基础上增大 15%;同时应考虑现浇板受拉有效翼缘宽度范围内的板筋参与梁端受弯,并将柱端弯矩增大系数 η 值提高 20%,以确保形成“强柱弱梁”破坏机制。

7) 影响框架结构“强柱弱梁”的其他因素如填充墙、轴压比等仍有待进一步研究。

参考文献

- [1] 徐云扉,胡庆昌,陈玉峰,等.低周反复荷载下两跨三层钢筋混凝土框架受力性能的试验研究[J].建筑结构学报,1986(2):1-12.
- [2] 肖建庄,黄钰,李杰,等.两层半子结构框架试验方法研究[J].地震工程与工程震动,2002,22(1):73-78.
- [3] 钟益村,任富栋,田家焯.二层双跨钢筋混凝土框架弹塑性性能试验研究[J].建筑结构学报,1981,(3):34-41.
- [4] 印文铎,冯世平,沈聚敏.两层钢筋混凝土框架结构拟动力地震反应试验研究[J].土木工程学报,1990,23(3):23-35.
- [5] 薛伟辰,胡翔.四层两跨高性能混凝土框架的抗震性能[J].建筑结构学报,2007,28(5):69-79.
- [6] DI FRANCO M A, MITCHELL D, PAULTRE P. Role of spandrel beam on response of slab-beam-column connections [J]. Journal of Structural Engineering, 1995, 121(3): 408-419.
- [7] ZERBE H E, DURRANI A J. Seismic response of connections in two-bay reinforced concrete frame subassemblies with a floor slab [J]. ACI Structural Journal, 1990, 87(4): 406-415.
- [8] QI X, PANTAZOPOULOU S J. Response of RC frame under lateral loads [J]. Journal of Structural Engineering, 1990, 117(4): 1167-1188.
- [9] AMMERMAN O V, FRENCH C W. R/C beam-column-slab subassemblages subjected to lateral loads [J]. Journal of Structural Engineering, 1989, 115(6): 1289-1308.
- [10] FRENCH C W, BOROOJERDI A. Contribution of R/C floor slabs in resisting lateral loads [J]. Journal of Structural Engineering, 1989, 115(1):1-18.
- [11] GB 50011—2001 建筑抗震设计规范[S].北京:中国建筑工业出版社,2008.

(编辑 赵丽莹)