

文章编号: 1000-5013(2010) 04 0453- 05

SRC 柱-RC 梁混合节点非线性有限元分析

朱 奇 云, 郭 子 雄

(华侨大学 土木工程学院, 福建 泉州 362021)

摘要: 在 SRC 柱-RC 梁混合节点试验的基础上, 采用通用有限元分析软件 Ansys, 建立考虑材料非线性的有限元分析模型. 在单调加载作用下, 对 6 个 SRC 柱-RC 梁混合节点进行非线性数值模拟. 改变梁纵筋配筋率和节点核心区配箍率, 通过对荷载-位移曲线的分析, 并与试验结果的对比, 研究强节点系数对 SRC 柱-RC 梁混合节点的破坏形式、承载力、延性等影响. 结果表明, 有限元模拟得到的荷载-位移曲线与试验结果吻合较好, 从而验证采用有限元数值模拟开展 SRC 柱-RC 梁混合节点研究的可行性.

关键词: SRC 柱-RC 梁混合节点; 强节点系数; 非线性; 有限元分析

中图分类号: TU 375.102

文献标识码: A

型钢混凝土(SRC)组合结构是今后多高层建筑应用的主要结构形式之一. 由于钢筋混凝土造价较低, SRC 柱和 RC 梁的组合形式较适合在我国的工程实践中推广应用. 目前, 对 SRC 柱-RC 梁混合节点的研究主要采用试验手段, 有限元分析较少. 在试验研究的基础上, 借助有限元数值模拟, 可为试验研究提供佐证, 补充和丰富试验研究结果. 由于型钢混凝土节点的复杂性, 对型钢混凝土结构的数值模拟主要集中在型钢混凝土梁^[1]、型钢混凝土柱^[2]等单个构件的研究, 所以有必要开展 SRC 柱-RC 梁混合节点的有限元数值模拟研究. 本文以 SRC 柱-RC 梁混合节点为研究对象, 以 Ansys 软件为有限元分析手段, 对 6 个 SRC 柱-RC 梁混合节点进行非线性数值模拟.

1 试验概况

1.1 试验设计

6 个 SRC 柱-RC 梁混合节点^[3-4]柱反弯点之间距离为 1.8 m, 梁反弯点之间距离为 2.4 m, 柱截面尺寸均为 250 mm × 250 mm, 柱型钢均采用 H W125 mm × 125 mm × 6.5 mm × 9 mm (Q235), 截面纵筋均为 4Φ2 mm, 箍筋 Φ6@100. 试件 SRCJ1~ SRCJ4 的梁截面尺寸为 200 mm × 250 mm, 梁截面配箍 Φ6@100; 试件 SRCJ5~ SRCJ6 的梁截面尺寸为 250 mm × 270 mm, 梁截面配箍 Φ8@100. 梁柱纵筋均采用 HRB335 钢筋, 箍筋采用 HPB235 钢筋, 混凝土强度等级 C45.

通过改变梁纵筋配筋率和节点核心区配箍, 实现不同的强节点系数. 试件参数如表 1 所示. 表 1 中: η 为强节点系数, 即节点的抗剪承载力与根据节点两侧梁端屈服承载力计算得到的节点剪力的比值; n 为柱轴压比.

节点核心区型钢采用柱贯通式, RC 梁外侧纵筋连续穿过节点, 内侧纵筋在型钢翼缘处截断, 与柱型钢翼缘相应位置伸出的连接钢板进行可靠焊接. 在柱型钢腹板上连接钢板对应位置设置水平加劲肋传递应力.

试验采用柱端施加水平荷载方式, 考虑 $P-\Delta$ 效应. 施加水平荷载前, 柱顶先由液压千斤顶施加轴向荷载至预定值, 并在试验过程中保持恒定; 然后, 通过 MTS 电液伺服加载系统施加水平荷载, 整个加载

收稿日期: 2009-12-10

通信作者: 郭子雄 (1967-), 男, 教授, 主要从事工程结构抗震的研究. E-mail: guozxyc@hqu.edu.cn.

基金项目: 国家自然科学基金资助项目 (50978107); 福建省自然科学基金资助项目 (E0810021); 厦门市科技计划项目 (3502Z20093029).

过程采用位移控制. 各位移幅值在试件屈服前循环 1 次, 在试件屈服后循环 3 次, 直至试件承载力下降至最大荷载的 85% 停止加载. 采用导杆引伸仪量测梁柱塑性铰区域的弯曲变形和节点核心区的剪切变形, 采用电阻应变片及应变花重点量测梁端纵筋、节点核心区箍筋和型钢腹板的应变.

表 1 试件参数

Tab. 1 Parameters of specimens						
试件编号	梁纵筋	节点配箍	η	n	N / kN	$f_{\text{cu}, \text{k}} / \text{MPa}$
SRCJ1	8 Φ 12	ϕ 6@ 100	1. 79	0. 25	751. 6	47. 1
SRCJ2	8 Φ 14	ϕ 6@ 100	1. 31	0. 25	759. 5	47. 8
SRCJ3	4 Φ 14+ 4 Φ 16	ϕ 6@ 100	1. 14	0. 25	748. 2	46. 8
SRCJ4	4 Φ 14+ 4 Φ 16	ϕ 6@ 150	1. 11	0. 25	711. 0	43. 5
SRCJ5	8 Φ 18	ϕ 6@ 150	0. 92	0. 2	601. 3	47. 1
SRCJ6	8 Φ 18	ϕ 6@ 100	0. 98	0. 2	607. 6	47. 8

1. 2 主要试验现象

对于强节点系数较大的试件 SRCJ1 和 SRCJ2, 在试验过程中裂缝发展主要集中于梁端, 如梁端纵筋屈服、表层混凝土剥落、梁端形成塑性铰, 而节点核心区裂缝发展较少, 型钢腹板和箍筋应变较小, 最终呈现“梁端弯剪”的破坏形态, 如图 1(a) 所示.

试件 SRCJ3 和 SRCJ4 在加载过程中梁端出现弯曲裂缝和斜向剪切裂缝, 同时节点核心区出现交叉斜裂缝, 型钢腹板主拉方向达到屈服, 破坏从梁端转向节点核心区, 呈现“梁端弯剪-节点剪切”的破坏形态, 如图 1(b) 所示.

强节点系数较小的试件 SRCJ5 和 SRCJ6 在试验过程中主要在节点核心区形成 X 型剪切裂缝, 且梁端与节点核心区接触面产生粘结滑移裂缝. 核心区型钢腹板与箍筋均达到屈服后, 节点剪切破坏迅速加剧, 导致核心区混凝土剥落, 试件以节点剪切破坏为主, 如图 1(c) 所示.

综上所述, 强节点系数是影响 SRC 柱-RC 梁节点破坏形态的主要因素.

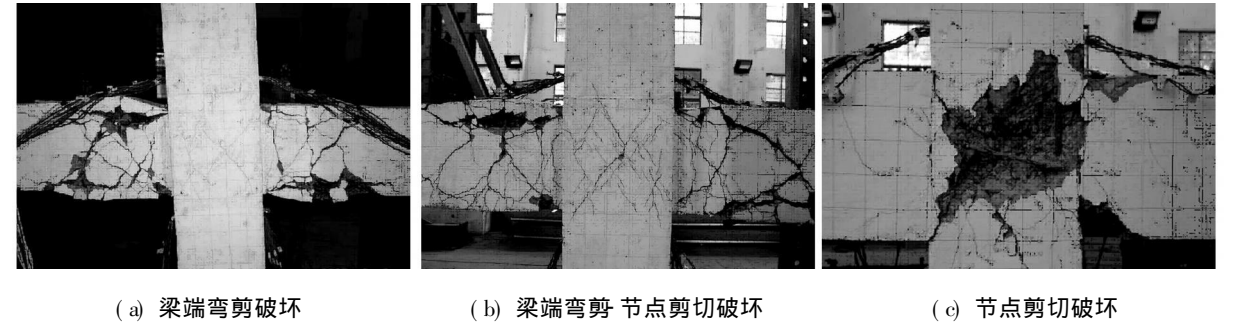


图 1 破坏形态

Fig. 1 Failure modes

2 有限元模型

2. 1 参数定义

2. 1. 1 混凝土 混凝土采用 Solid 65 单元, 实常数中的配筋率均取 0, 其材料性质如表 2 所示. 表 2 中: E_0 为混凝土弹性模量; f'_c, f_t 分别为单轴抗压强度和单轴抗拉强度; 混凝土的泊松比为 0. 2; 张开裂缝的剪力传递系数 β 为 0. 35; 闭合裂缝的剪力传递系数 β 为 0. 9.

在 Ansys 分析中, 混凝土破坏采用 William-Warnke 五参数破坏准则, 混凝土材料本构关系按非线性弹性材料模型

表 2 混凝土的材料性质

Tab. 2 Material properties of concrete				
试件编号	E_0 / GPa	f'_c / MPa	$f_{c, c} / \text{MPa}$	f_t / MPa
SRCJ1	34. 1	37. 68	42. 13	3. 39
SRCJ2	34. 2	38. 24	40. 77	3. 42
SRCJ3	34. 0	37. 44	41. 89	3. 38
SRCJ4	33. 4	34. 80	39. 23	3. 22
SRCJ5	34. 1	37. 68	42. 13	3. 39
SRCJ6	34. 2	38. 24	42. 69	3. 42

(MELAS) 输入. 将 SRC 柱截面混凝土划分为两个区, 如图 2 所示. 箍筋外的保护层混凝土视为近似无约束区; 考虑到箍筋和型钢对混凝土的约束作用, 箍筋内的混凝土视为约束区.

选取 Saenz 模型模拟箍筋外无约束区混凝土单轴受压应力-应变关系. 箍筋内的混凝土处于多轴受力状态, 可等效为单轴受压应力状态, 故采用 Priestley 等^[5]改进的 Mander^[6-7]约束混凝土模型. 即

$$\begin{cases} 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c,u}, \\ f_c = \frac{f_{c,c} x r}{r - 1 + x^r}, \\ \varepsilon_c > \varepsilon_{c,u}, \quad f_c = 0 \end{cases}$$

式中: $\varepsilon_{c,u} = 0.004 + 1.40 f_{y,h} \varepsilon_{c,u} / f_{c,c}$, $\varepsilon_{c,u}$ 为约束箍筋极限拉应变, $f_{y,h}$ 为箍筋屈服应力, $f_{c,c}$ 为约束混凝土峰值应力, $f_{c,0}$ 为无约束混凝土强度; $\varepsilon_{c,c} = \varepsilon_{c,0} \left[1 + 5 \left(\frac{f_{c,c}}{f_{c,0}} - 1 \right) \right]$; $f_{c,c} = k f'_{c,0}$; $x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c,c}}$; E_{sec} 为约束混凝土应力-应变曲线上段的割线斜率, $E_{sec} = \frac{f_{c,c}}{\varepsilon_{c,c}}$; $r = \frac{E_0}{E_0 - E_{sec}}$, E_0 为混凝土的弹性模量; $\lambda_{v,c} = \frac{\rho_b f_{y,h}}{f_{c,c}}$, ρ_b 为体积配箍率; k 为约束混凝土强度提高系数, $k = 2.254 (1 + 3.97 k_e \lambda_{v,c})^{0.5} - k_e \lambda_{v,c} - 1.254$, 对于矩形截面, 有效约束系数 k_e 取 0.75.

2.1.2 钢材 型钢和支座处弹性垫块采用无需设置实常数的 Solid 45 单元; 纵筋和箍筋均采用 Link 8 单元模拟, 根据钢筋的面积输入实常数. 型钢、纵筋和箍筋采用多线性随动强化模型 (M KIN), 钢材单轴

表 3 钢材的材料性质

Tab. 3 Material properties of steel

钢材	E_s / GPa	f_y / MPa	f_u / MPa
型钢	206	289.6	420.1
$\phi 12$ 钢筋	200	349.8	545.0
$\phi 14$ 钢筋	200	359.5	544.4
$\phi 16$ 钢筋	200	358.9	542.2
$\phi 18$ 钢筋	200	381.8	576.2
$\phi 6$ 钢筋	210	330.7	547.9
$\phi 8$ 钢筋	210	305.7	464.7

应力状态下应力-应变曲线按考虑硬化的三折线模型输入. 钢材的弹性模量根据规范取值, 泊松比取 0.3, 钢材的屈服强度和极限强度均采用材性试验实测值, 强化段的斜率取 $0.05 E_s$. 钢材的材料性质, 如表 3 所示.

2.2 模型建立

不考虑型钢、钢筋与混凝土之间的粘结滑移, 采用实体建模方法. 首先根据梁柱混合节点的几何尺寸生成梁与柱的块体, 运用布尔操作将几个实体胶合成整体. 然后, 在型钢翼缘、腹板、加劲肋、钢筋等关键位置处, 用工作平面切分实体模型. 最后, 为型钢和混凝土块体赋予相应的材料属性, 选择合理的网格密度对实体模型进行六面体单元映射网格划分, 以实现计算效率和精度的平衡.

选择梁柱钢筋所在位置的线, 根据型钢、混凝土单元的大小划分网格, 生成钢筋单元. 钢筋与混凝土单元共用节点, 建立的有限元模型如图 3 所示. 采用 APDL 参数化命令程序编写命令流, 通过在命令流中改变试件研究参数, 能方便地实现不同研究参数试件的 Ansys 有限元数值模拟.

2.3 加载求解

根据试验中试件的实际约束边界, 柱底通过连接板与球铰支座固定连接, 梁端与铰接连杆上端通过连接件铰接, 以模拟梁柱反弯点处的铰接. 如果直接在柱底中部一排节点上约束 3 个平动自由度, 会导致应力集中. 将柱底所有节点约束 3 个平动自由度, 不能真实地反映柱底铰接. 因此, 在柱底设置弹性垫块, 约束垫块中间一排节点的 3 个平动自由度. 同理, 在左右梁端均设置弹性垫块, 约束 Y, Z 向平动自由度.

加载过程分两个荷载步. 第一荷载步在柱顶施加恒定的轴向压力. 轴压力通过对柱顶截面施加均

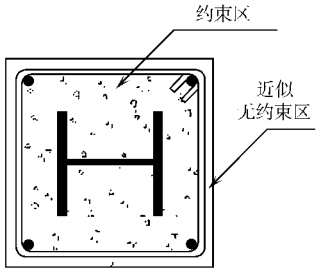


图 2 截面划分
Fig. 2 Section division

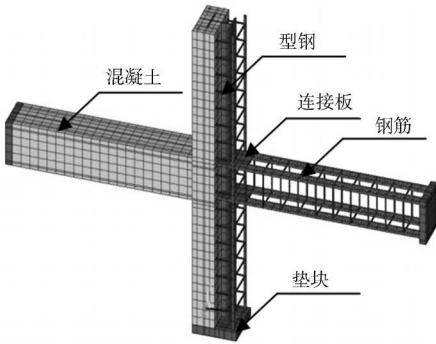


图 3 有限元模型
Fig. 3 Finite element model

匀面压力模拟. 采用此加载形式与试验过程轴向压力加载方式相同, 轴向荷载始终垂直柱顶平面.

第二荷载步施加柱顶位移. 考虑到水平荷载直接施加在柱头节点可能会引起局部应力集中, 且运算不收敛. 因此在第二荷载步水平位移施加前, 先对柱顶所有节点耦合水平加载方向的平动自由度; 然后, 对耦合后的主节点施加位移. 这种加载形式能够很好地避免应力集中. 为使运算更好地收敛, 打开自动时间步长、线性搜索和自由度预测.

3 计算结果分析

在 Ansys 中输入 APDL 参数化设计语言编制的命令流, 提取柱底节点的总反力和柱顶位移值, 形成 Ansys 数值模拟的荷载-位移曲线. 将其与试验结果骨架曲线对比, 结果如图 4 所示.

从图 4 可以看出, 6 个试件的 Ansys 有限元分析得到的荷载-位移曲线与试验的骨架曲线总体吻合较好, 与试验结果表现出一致的规律.

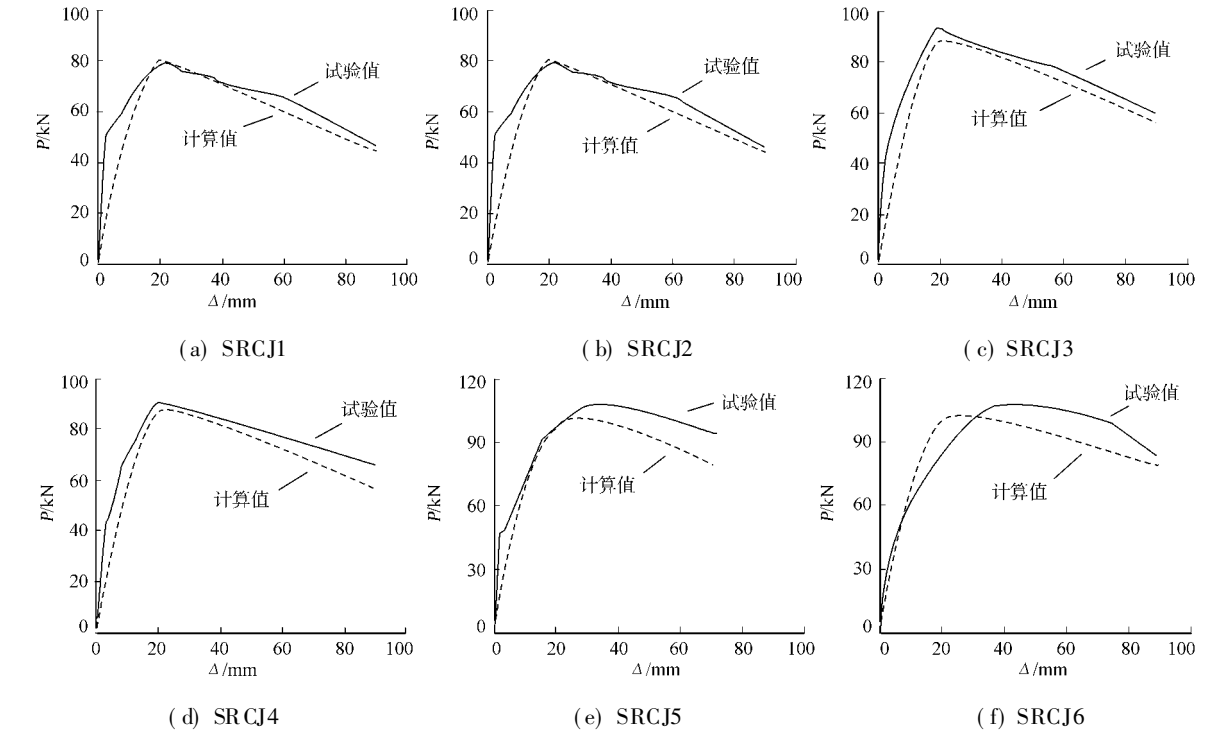


图 4 数值计算与试验结果对比

Fig. 4 Comparison between calculation and test results

根据荷载-位移曲线计算所得的主要特征点值, 如表 4 所示. 表 4 中: e 为误差值. 为了与试验结果相比, 极限位移取水平荷载下降至最大荷载 85% 的点所对应的位移值; 而屈服荷载、屈服位移则由能量等值法确定.

表 4 特征点计算结果与试验结果对比

试件 编号	屈服荷载			最大荷载			屈服位移			极限位移		
	$P_{y,c}/$ kN	$P_{y,t}/$ kN	$e/\%$	$P_{max,c}/$ kN	$P_{max,t}/$ kN	$e/\%$	$\Delta_{y,c}/$ mm	$\Delta_{y,t}/$ mm	$e/\%$	$\Delta_{u,c}/$ mm	$\Delta_{u,t}/$ mm	$e/\%$
SRCJ1	53.54	55.43	3.4	77.75	74.0	5.1	9.82	7.19	36.0	44.18	42.07	5.0
SRCJ2	56.02	62.41	10.2	79.20	78.82	0.5	10.53	9.64	9.2	48.52	57.86	16.1
SRCJ3	68.41	74.03	7.6	88.52	92.83	4.6	11.12	10.51	5.8	52.90	57.01	7.2
SRCJ4	65.31	72.32	9.7	87.41	90.16	3.1	11.47	12.01	4.5	53.68	62.92	14.7
SRCJ5	70.40	75.10	6.3	100.83	107.93	6.6	13.28	14.41	7.8	60.32	70.4	14.3
SRCJ6	71.02	75.20	5.6	101.97	105.48	3.3	14.3	17.01	15.9	72.44	82.5	12.2

从表 4 可以看出, Ansys 有限元计算所得的屈服荷载和最大荷载与试验结果相比较为接近, 两者相

对误差在 10% 以内. 但是, 极限位移小于试验结果. 这主要是由于试验加载后期, 梁纵筋在节点核心区滑移引起附加的柱端位移, 而有限元计算中未考虑梁纵筋与混凝土之间的滑移, 致使有限元计算所得的极限位移偏小.

对于强节点系数较大的试件 SRCJ1 和 SRCJ2, 以梁端弯曲破坏为主, 节点承载力与梁端纵筋配筋率有关. 对比 SRCJ3 和 SRCJ4, SRCJ5 和 SRCJ6 的曲线, 核心区配箍率较小的试件下降段相对较陡, 节点核心区的箍筋配置对试件强度影响不大, 对试件后期延性有一定影响, 而且对于强节点系数较小的试件影响尤为显著.

4 结束语

采用的数值模拟技术, 可较好地实现 Ansys 有限元软件对 SRC 柱-RC 梁混合节点从加载到屈服, 直至达到极限的全过程分析. 通过对不同强节点系数的 SRC 柱-RC 梁混合节点在单调加载作用下的非线性有限元模拟表明, 有限元分析结果与试验结果吻合较好. 梁纵筋在节点核心区内的粘结滑移对 SRC 柱-RC 梁混合节点变形的影响不可忽略, 建议在今后的节点数值模拟过程中, 应考虑梁纵筋在节点核心区混凝土内的粘结滑移.

参考文献:

[1] 杨勇, 郭子雄, 聂建国, 等. 型钢混凝土结构 Ansys 数值模拟技术研究[J]. 工程力学, 2006, 23(4) : 79-85.
[2] 王妙芳, 郭子雄. 型钢混凝土柱的 Ansys 数值模拟技术[J]. 华侨大学学报: 自然科学版, 2009, 30(2) : 195-199.
[3] 庄云. SRC 柱-RC 梁混合节点抗震性能试验研究[D]. 泉州: 华侨大学, 2007.
[4] 刘轩. SRC 柱-RC 梁节点抗剪性能及节点加固试验研究[D]. 泉州: 华侨大学, 2008.
[5] PAULAY T, PRIESTLY M J N. Seismic design of reinforced concrete and masonry muldings[R]. New York: John Wiley & Sons Inc, 1992.
[6] MANDER J B, PRIESTLEY M J N, PARK R. Theoretical stress-strain model for confined concrete[J]. Journal of Structural Engineering, 1988, 114(8) : 1804-1826.
[7] MANDER J B, PRIESTLEY M J N, PARK R. Observed stress strain behavior of confined concrete[J]. Journal of Structural Engineering, 1988, 114(8) : 1827-1849.

Nonlinear Finite Element Analysis of SRC Column-RC Beam Hybrid Joints

ZHU Qi-yun, GUO Zi-xiong

(College of Civil Engineering, Huaqiao University, Quanzhou 362021, China)

Abstract: Based on the experimental results of steel reinforced concrete (SRC) column-RC beam hybrid joints, the finite element model considering material nonlinear is established by Ansys softw are. Nonlinear numerical simulation of six SRC column-RC beam hybrid joints under the monotonic loading is carried out. According to the analysis of load-displacement curves and comparison with experimental results, the influence of strength ratio of joint to beam on the failure modes, strength and ductility of specimens is investigated for different longitudinal reinforcement ratios of beam and stirrup ratios of joint core. The analysis results indicate that the load-displacement curves of six specimens are in good agreement with the experimental results, so the finite element numerical simulation of SRC column-RC beam hybrid joints is feasible.

Keywords: SRC column-RC beam hybrid joints; strength ratio of joint to beam; nonlinear; finite element analysis

(责任编辑: 钱筠 英文审校: 方德平)