

文章编号:1000-582X(2007)06-0109-05

非强柱弱梁钢筋混凝土框架试验及有限元分析

陈明政^{1,2}, 黄音², 陈曦², 王正霖², 白绍良²

(1. 重庆科技学院 建筑工程学院, 重庆 400042; 2. 重庆大学 土木工程学院, 重庆 400030)

摘要:通过两榀单层单跨混凝土框架在竖向荷载下的试验研究和非线性有限元全过程分析,对“梁强于柱”和“梁柱等强”框架的极限荷载、正常使用状态下的变形、位移延性和塑性内力重分布进行了研究。研究结果证明,在配筋适当的情况下,“梁强于柱”和“梁柱等强”框架在正常使用荷载下裂缝宽度和挠度均能满足混凝土结构设计规范的要求,且均具有较好的延性,能实现充分内力重分布。

关键词:混凝土框架;弱柱强梁;梁柱等强;位移延性;内力重分布

中图分类号:TU375

文献标志码:A

在钢筋混凝土框架结构设计中,为了便于设计控制,也为了使非抗震框架中对结构的承载能力起更关键作用的柱不形成塑性铰,一般情况下设计均满足强柱弱梁措施,即框架柱的弹性弯矩设计值要乘以柱端弯矩增大系数^[1],以保证塑性铰出现在梁端,避免柱端出现塑性铰。

但其中例外的是,在单层框架的角节点或多层框架的顶层端节点处,只要没有悬臂梁或直接作用于节点的弯矩,同一荷载组合下的梁端弯矩总等于柱顶弯矩。在实际工程中,由于面临的具体情况不同,在单层框架的角节点或多层框架的顶层端节点处,就与节点相邻的梁端截面和柱顶截面抗弯能力的相对关系而言,将有可能形成下列3种情况。一种是设计成柱顶截面的实际抗负弯矩能力大于梁端截面的抗负弯矩能力,从而形成“柱强于梁”的状态;也可以设计成柱顶截面的实际抗负弯矩能力小于梁端截面的抗负弯矩能力,形成“梁强于柱”的状态;当然,还可以将梁、柱截面均按弹性分析所得的最不利组合负弯矩进行设计,从而形成在顶层端节点处梁、柱截面抗负弯矩能力相等的“梁柱等强”的状态。

虽然根据习惯常把框架顶层端节点处设计成“柱强于梁”,但也必须看到,在单层框架的角节点或

框架的顶层端节点处,由于此处柱轴压比比小,当柱配有不低于最小配筋率的对称纵向钢筋时,柱顶截面通常都具有实现充分内力重分布所需的受拉钢筋屈服后的塑性转动能力。同时,即使柱顶首先出现塑性铰,理论上也不会形成柱铰破坏机构,由于塑性内力重分布,柱顶出铰后继续增加的荷载弯矩可以由结构中其它截面来承担。

对“柱强于梁”框架的研究工作进行较多,但是对“梁柱等强”和“梁强于柱”框架的研究进行较少。笔者通过两榀混凝土框架在竖向荷载作用下的对比试验和非线性有限元全过程分析,对上述“梁强于柱”和“梁柱等强”两类框架的内力重分布规律进行了深入的探讨。

1 试验研究

1.1 试验框架概况

笔者所设计的两榀框架 KJ1、KJ2 的外形及截面尺寸相同,均配置足够的箍筋以防止剪切破坏^[2],如图1所示。其中 KJ1 为“梁强于柱”框架,框架梁中对称配置 2Φ16HRB335 级钢筋,其配筋强于该框架柱中对称配置的 2Φ12HRB335 级钢筋;KJ2 梁、柱中均对称配置 2Φ12HRB335 级钢筋,为“梁柱等强”框架。

收稿日期:2007-02-01。

基金项目:重庆市自然科学基金资助项目(CSTC,2004BB0058)。

作者简介:陈明政(1977-),男,重庆大学博士研究生,主要从事钢筋混凝土结构和预应力混凝土结构基本性能研究(Tel)023-89092153;(E-mail)chenmingzhengcmz@163.com。

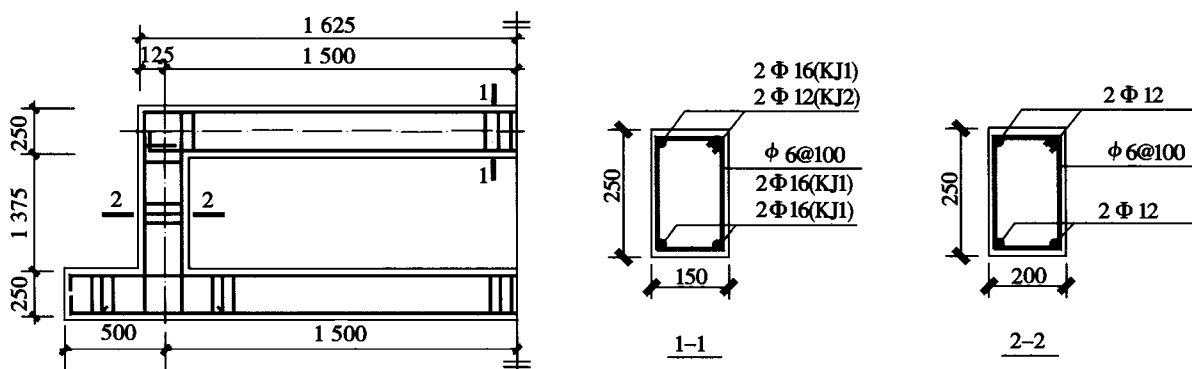


图 1 试验框架 KJ、KJ2 基本尺寸及配筋详图

试件框架 KJ1、KJ2 均采用竖向加载方案,即在每榀框架梁的三分点处同步施加 2 个相等的竖向集中荷载^[2]。

1.2 试验现象和破坏形态

在加载初期,两榀框架均处于弹性状态。当荷载加到 15 kN 时,KJ1 的梁端和柱顶几乎同时出现裂缝,当荷载加到 23 kN,跨中出现裂缝;继续加载,KJ1 的柱顶、梁端和跨中的裂缝根数不断增多,但柱顶和跨中的裂缝得到充分发展,梁端的裂缝发展并不充分。当荷载加至 40.1 kN 时,KJ1 柱顶受拉钢筋首先屈服形成塑性铰;当荷载加至 56.1 kN 时,梁跨中受拉钢筋屈服形成塑性铰,此时整个框架形成三铰机构。当荷载加至 64.1 kN 时,梁跨中受压区混凝土压溃,框架达到极限状态。

KJ2 的试验现象和 KJ1 相似,当荷载加到 12 kN 时,梁端、柱顶和跨中截面均出现裂缝。当荷载加至 35.1 kN 时,柱顶截面和梁跨中截面受拉钢筋几乎同时屈服形成三铰机构,当荷载加至 45.1 kN 时,梁跨中受压区混凝土压溃,框架达到极限状态。与 KJ1 不同的是,KJ2 梁端受拉钢筋在框架达到极限状态之前也

已屈服,这表明梁端也形成塑性铰。

1.3 正常使用荷载下的裂缝和挠度

根据习惯做法可以通过式(1)从试验极限荷载 P_u 求出正常使用状态下的荷载 $P^{[3]}$ 。

$$P = P_u / K_1 K_2, \quad (1)$$

式(1)中 K_1 为荷载分项系数的加权值,按 20 世纪 90 年代以来的公认简化取值方法可取 $K_1 = 1.27$; K_2 为纵向钢筋试验实测屈服强度和设计屈服强度的比值,按实测结果确定,此处不再逐一列出。使用荷载 P 下各榀试验框架的实测最大裂缝宽度 w_{max} 和梁跨中挠度 f 见表 1。由于实测裂缝宽度已是框架中在相应荷载下的最大宽度,故长期荷载影响系数直接取《钢筋混凝土设计规范》(GB50010-2002)^[1] 条文说明中给出的 1.5。而长期荷载对挠度的增大系数则按该规范对混凝土受弯构件的建议值 2.0 取用^[4]。从表中看出,考虑荷载长期效应影响后,最大裂缝宽度满足规范对允许开裂的混凝土构件的要求($[w]_{max} = 0.3 \text{ mm}$);考虑荷载长期效应影响后,跨中挠度也小于规范要求的限值 $f/l = 1/250$ 。

表 1 试验框架 KJ1、KJ2 裂缝宽度和挠度对比

| 框架编号 | P/kN | w_{max}/mm | | | f/mm | | |
|------|---------------|---------------------|-----------|-------|---------------|-----------|-------|
| | | 实测值 | 考虑长期荷载影响后 | $[w]$ | 实测值 | 考虑长期荷载影响后 | f/l |
| KJ1 | 38.5 | 0.15 | 0.23 | 0.3 | 5.7 | 11.4 | 1/263 |
| KJ2 | 27.7 | 0.18 | 0.27 | 0.3 | 5.4 | 10.8 | 1/278 |

2 非线性有限元分析

笔者用自编非线性有限元程序对 KJ1、KJ2 进行了模拟分析,该程序同时考虑了材料非线性和几何非线性,在迭代过程中采用弧长控制法,能较准确地对钢筋混凝土和预应力混凝土结构进行全过程分析。

2.1 材料本构关系的选取

2.1.1 混凝土的本构关系

文中混凝土的本构关系考虑了混凝土受拉硬化和

受压软化的主要特点。混凝土受拉硬化是当混凝土开裂后,裂缝处的混凝土拉应力降为 0,但裂缝之间的混凝土由于和钢筋有粘结作用,将继续承受一定的拉应力;混凝土受压软化是指混凝土受压达到最大压应力 f_c 后,随着应变的继续增大,应力逐渐减小的现象。在考虑混凝土受压软化时,同时考虑了混凝土强度和箍筋侧限约束的影响^[5]。其中混凝土材料的本构关系采用的模型如图 2(a) 所示。

1)混凝土受压上升段 OA 采用 Hognestad 建议公式

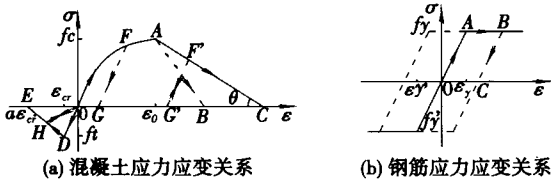


图2 材料应力应变关系

$$\sigma = f_c \left[\frac{2\varepsilon}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^2 \right], \quad (2)$$

式(2)中: f_c 为混凝土棱柱体抗压强度; ε_0 为相应于时的应变,一般取 0.002; σ 、 ε 分别为混凝土的应力、应变。

2) 考虑混凝土强度和箍筋的侧限约束作用,有侧限混凝土的受压下降段 AC、无侧限混凝土受压下降段 AB 采用 D. C. Kent 和 R. Park 的混凝土应力应变模型^[5]

$$\sigma = f_c [1 - Z(\varepsilon - \varepsilon_0)], \quad (3)$$

式(3)中: Z 为混凝土侧限约束系数, $Z = \frac{0.5}{\varepsilon_{50c} - \varepsilon_0}$; 其中

$$\varepsilon_{50c} = \frac{3 + 0.29f_c}{145.1f_c - 1000} + \frac{3}{4} \rho_c \sqrt{\frac{b''}{s_h}}$$

ρ_c 为横向钢筋的体积与算到箍筋外边缘的混凝土核心体积之比; b'' 为算到箍筋外边缘的受约束核心的宽度; s_h 为箍筋间距。

3) 混凝土受压卸载均视为按初始弹性模量的弹性卸载,如图 2(a)中 FG、F'G',

$$\sigma = \sigma' + E_c(\varepsilon - \varepsilon'). \quad (4)$$

4) 混凝土受拉本构关系 OD、DE、采用如下计算公式。

$$\text{OD 段} \quad \sigma = E_c \varepsilon, \quad \sigma \leq f_t, \quad (5)$$

$$\text{DE 段} \quad \sigma = f_t [1 - Z'(\varepsilon - \varepsilon_0)], \quad (6)$$

$$\text{受拉卸载段(HO)} \quad \sigma = \sigma' + \frac{\sigma'}{\varepsilon'}(\varepsilon - \varepsilon_0), \quad (7)$$

上式中: $Z' = 1/(\alpha - 1)\varepsilon_\sigma$, α 为受拉硬化因子,可在 5~10 之间取值^[5]; σ' 、 ε' 分别为卸载开始时混凝土的应力、应变。

2.1.2 钢筋的本构关系

如图 2(b) 所示,钢筋受拉时的应力应变关系采用两折线模型,如图 2(b) 所示,其表达式如下:

$$\text{OA 段} \quad \sigma = E_s \varepsilon \quad (8)$$

$$\text{AB 段} \quad \sigma = f_y, \quad (9)$$

$$\text{卸载段 BC} \quad \sigma = f_y + E_s(\varepsilon - \varepsilon_B). \quad (10)$$

2.2 单元刚度矩阵

笔者在非线形分析程序中考虑了材料非线性和几何非线形对单元刚度矩阵的影响^[6]。

$$\mathbf{K} = \mathbf{K}_1 + \mathbf{K}_2, \quad (11)$$

其中: \mathbf{K} 为单元刚度矩阵; $\mathbf{K}_1 = \int_V \mathbf{B}^T E_i \mathbf{B} dV$ 为考虑材料非线性的刚度矩阵, \mathbf{K}_1 与材料当前变形状态下的应力-应变关系上的切线模量 E_i 有关,由于材料的 E_i 随着结构受力状态不同而改变,因此 \mathbf{K}_1 代表了材料非线性的影响。

$\mathbf{K}_2 = \int_V \mathbf{C}^T \sigma \mathbf{C} dV$ 为考虑几何非线性的刚度矩阵。

\mathbf{K}_2 中各元素与截面上的正应力 σ 有关,它反应的是单元上轴力的存在对结构变形的影响,也就是几何非线性的影响。

2.3 非线性弧长迭代法

将单元刚度矩阵组装为整体刚度矩阵,可用弧长迭代法求解结构的非线性问题,如图 3 所示,弧长迭代法可归纳为对下式的求解。

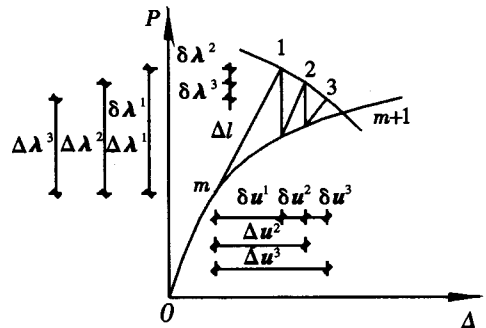


图3 弧长法迭代示意图

$$\mathbf{K}^{(i-1)} \cdot \delta \mathbf{u}^{(i)} = \mathbf{p} \cdot \delta \lambda^{(i)} + \mathbf{R}^{(i-1)}, \quad (12)$$

$$\delta \mathbf{u}^{(i)} = \delta \lambda^{(i)} \cdot \mathbf{K}^{(i-1)^{-1}} \mathbf{p} + \mathbf{K}^{(i-1)^{-1}} \mathbf{R}^{(i-1)}, \quad (13)$$

其中: $\mathbf{K}^{(i-1)}$ 为第 $i-1$ 次迭代后形成的刚度矩阵; $\delta \mathbf{u}^{(i)}$ 为第 i 次迭代产生的位移增量; \mathbf{p} 为参考荷载列阵; $\delta \lambda^{(i)}$ 为第 i 次迭代的荷载水平增量系数; $\mathbf{R}^{(i-1)}$ 为第 $i-1$ 次迭代后结点不平衡力。

若定义: $\delta_T = \mathbf{K}^{(i-1)^{-1}} \mathbf{p}$,

$$\bar{\delta}_i = \mathbf{K}^{(i-1)^{-1}} \mathbf{R}^{(i-1)},$$

则式(13)变为:

$$\delta \mathbf{u}^{(i)} = \delta \lambda^{(i)} \cdot \delta_T + \bar{\delta}_i. \quad (14)$$

如果给定 $\delta \lambda^{(i)}$,就是常规的固定荷载水平的迭代格式。如果 $\delta \lambda^{(i)}$ 不固定,就不能仅靠上式求得问题的解,还需要附加另外的约束条件,笔者采用的通过约束位移向量来求解非线性问题的弧长控制法^[7],它的思路就是将荷载水平和位移向量同时作为变量,引入一个包括荷载水平的约束方程,通过对刚度方程和约束方程的联立求解,或者对 2 个位移向量的同时求解,来解决非线性问题。它的一般形式如下:

$$\beta \cdot (\Delta \lambda^i)^2 \cdot \|\mathbf{p}\|^2 + \alpha \cdot \|\Delta \mathbf{u}^i\|^2 = \Delta l^2, i = 1, \quad (15)$$

$$\beta \cdot (\Delta \lambda^i)^2 \cdot \|p\|^2 + \alpha \cdot \|\Delta u^i\|^2 = \Delta l^2, i > 1, \quad (16)$$

其中: $\|p\|^2 = p^T \cdot p$; $\|\Delta u\|^2 = \Delta u^T \cdot \Delta u$ 。

当 α, β 取不同的值时,就对应了不同的弧长法控制形式。例如当 $\alpha = 1, \beta = 0$ 时,如式(17)所示:

$$\Delta u^{(i)T} \cdot \Delta u^{(i)} = \Delta l^2. \quad (17)$$

式(17)就是笔者采用的 Crisfield 柱面弧长法^[8]。文中还采用了 Riks 和 Ramm 提出的平面弧长法^[9],如式(18)、(19)所示。

$$(\delta \lambda^{(1)})^2 + \delta u^{(1)T} \cdot \delta u^{(1)} = \Delta l^2, i = 1. \quad (18)$$

$$\delta \lambda^{(1)} \cdot \delta \lambda^{(i)} + \delta u^{(1)T} \cdot \delta u^{(i)} = 0, i > 1. \quad (19)$$

3 试验与计算对比分析

3.1 开裂荷载、屈服荷载和极限荷载

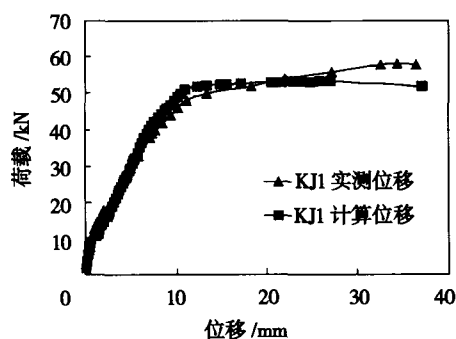
试验框架 KJ1、KJ2 的开裂荷载、屈服荷载和极限荷载试验值和计算值列于表 2 中,从表 2 看出,各试验框架的开裂荷载和极限荷载计算值与试验值均比较接近,极限荷载试验值均比计算值略高。

表 2 KJ1、KJ2 开裂荷载、屈服荷载和极限荷载对比 kN

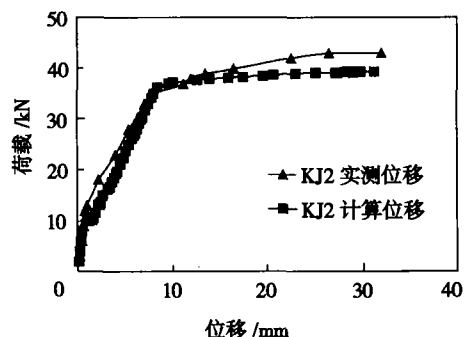
| 框架编号 | 开裂荷载 | | 屈服荷载 | | 极限荷载 | |
|------|------|------|------|------|------|------|
| | 试验值 | 计算值 | 试验值 | 计算值 | 试验值 | 计算值 |
| KJ1 | 15 | 12.6 | 40.1 | 39.2 | 64.1 | 53.4 |
| KJ2 | 12 | 11.3 | 35.1 | 34.2 | 45.1 | 39.4 |

3.2 荷载位移曲线对比

将试验框架 KJ1、KJ2 荷载 - 跨中位移曲线试验值和非线性有限元计算值列于图 4 中。



(a) KJ1 荷载 - 跨中位移曲线



(b) KJ2 荷载 - 跨中位移曲线

图 4 试验框架荷载 - 跨中位移曲线

从图 4 可以看出,试验框架的荷载 - 跨中位移曲线的计算值和试验值吻合较好。

3.3 塑性内力重分布

试验框架 KJ1 和 KJ2 均实现了充分内力重分布,其中 KJ1 的塑性铰发育过程试验与计算对比如图 5 所示,KJ2 的塑性铰发育过程试验与计算对比如图 6 所示。图中空心圆圈代表塑性铰,以圆圈处的短线代表受拉钢筋的屈服部位,其旁所注数字为受拉钢筋屈服时的梁跨中集中荷载值(以 kN 为单位)。以倒三角形表示受压区混凝土的压溃部位,其近旁数字为压溃时梁跨中集中荷载值。从图 5 和图 6 中可清楚地看出这两榀框架所形成的充分内力重分布。而且,由于在后发塑性铰的屈服荷载与框架达到的极限承载能力之间尚有一定的差距,说明框架 KJ1 和 KJ2 最终失效是延性的。从图 6 中还可看出,角节点处梁、柱抗负弯矩能力相近的框架 KJ2,在柱顶和跨中塑性铰进入强化后,尚能引发梁端负弯矩塑性铰。

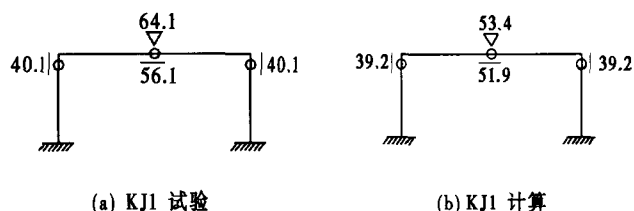


图 5 KJ1 塑性铰发育过程对比

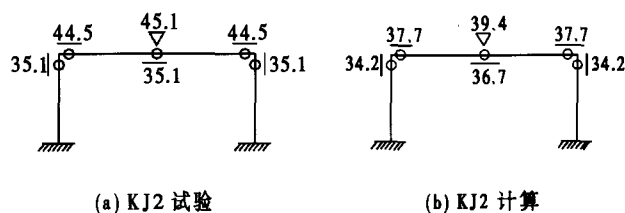


图 6 KJ2 塑性铰发育过程对比

3.4 位移延性对比

延性通常可以用达到极限承载能力时的某个变形量与受拉钢筋最先屈服时的变形量的比值来表示,称为延性系数。该变形量可以是曲率、某个杆件的挠度或弦转角,也可以是整个结构规定标志点的位移或侧向位移角。笔者用框架梁的中点挠度作为衡量各榀试验框架在竖向荷载作用下所表现的位移延性能力的依据。即取位移延性比(或位移延性系数)为 f_u/f_y ,其中 f_u 为框架达到极限荷载时的梁跨中挠度, f_y 则为首发塑性铰受拉钢筋屈服时梁的跨中挠度。KJ1 和 KJ2 的试验实测位移延性值和计算位移延性值对比如表 3 所示。可以看出,试验框架 KJ1、KJ2 的位移延性均超

过4.0。因此,配筋适当的“梁强于柱”和“梁柱等强”框架均具有较好的位移延性。

表3 KJ1、KJ2的位移延性对比

| 框架 编号 | f_y/mm | | f_u/mm | | f_u/f_y | |
|----------|----------|-----|----------|------|-----------|-----|
| | 试验值 | 计算值 | 试验值 | 计算值 | 试验值 | 计算值 |
| KJ1 | 7.7 | 7.4 | 32.5 | 36.9 | 4.2 | 5.0 |
| KJ2 | 7.8 | 7.9 | 32.0 | 32.2 | 4.1 | 4.1 |

4 结论

通过对按“梁强于柱”和“梁柱等强”方案设计的两榀框架的对比试验研究,可以得出以下结论:

1)在单层混凝土框架或多层混凝土框架的顶层,除了可以按常规的“柱强于梁”方案处理时,还可以按“梁强于柱”和“梁柱等强”两种配筋方案处理,后两种方案在理论上和试验上都是可行的。

2)在配筋适当的情况下,“梁强于柱”和“梁柱等强”框架在正常使用状态下的裂缝宽度和跨中位移均能满足规范要求。

3)在配筋适当的情况下,“梁强于柱”和“梁柱等强”框架均具有较好的延性,且能实现充分塑性内力重分布。

由于所作试验较少,再加上实际工程中现浇板对结构内力重分布的影响,所以,更广范围内“梁强于柱”和“梁柱等强”框架尚有待进一步研究。

参考文献:

- [1] GB50010-2002,混凝土结构设计规范[S].北京:中国建筑工业出版社,2002.
- [2] 徐诗童,黄音,陈明政,等.“梁强于柱”、“等强梁柱”单层单跨框架试验研究[J].重庆建筑大学学报,2005,27(2):41-45.
- [3] 邓宗才,马俊.钢筋混凝土连续梁塑性分析的试验研究[J].建筑结构,1997,27(5):16-18.
- [4] 中国建筑科学研究院.混凝土结构设计[M].北京:中国建筑工业出版社,2003.
- [5] KENT D C, PARK R. Flexural members with confined concrete[J]. Journal of the Structural Division, ASCE, 1971, 97(7):1969-1990.
- [6] 谢贻权,何福保.弹性和塑性力学中的有限单元法[M].北京:机械工业出版社,1981.
- [7] FORDE B W R, STIEMER S F. Improved arc-length orthogonality methods for nonlinear finite element analysis[J]. Computers and Structures, 1987, 27(5):625-630.
- [8] CRISFIELD M A. A fast incremental / interactive solution procedure that handles “snap-through” [J]. Computers and Structures, 1981, 13: 55-62.
- [9] RIKS E. An incremental approach to the solution of snapping and buckling problems [J]. International Journal of Solids and Structures, 1979, 15: 529-551.

Test and Finite Analysis to Non-strong Column and Weak Beam Concrete Frames

CHEN Ming-zheng^{1,2}, HUANG Yin², CHEN Xi², WANG Zheng-lin², BAI Shao-liang²

(1. School of Civil Engineering and Architecture, Chongqing University of Science Technology, Chongqing 400042, China; 2. College of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400030, China)

Abstract: Through the test of two concrete frames under vertical load and nonlinear finite programme analysis, the performances of strong beam with weak column and equal strength column and beam are studied, such as ultimate load, deflection, displacement ductility, redistribution of internal force. When the reinforcement is proper, the research proved that strong beam with weak column" and "equal strength column and beam" have better displacement ductility and can realize full redistribution of internal force, the width of cracks and deflections can satisfy the rules of code for design of concrete structures.

Key words: concrete frame; strong beam with weak column; equal strength column and beam; displacement ductility; redistribution of internal force