

RC 框架结构合理破坏机制的实现

韩 军, 李英民, 姬淑艳

(重庆大学 土木工程学院, 重庆 400045, hanjun009@126.com)

摘 要: 为使 RC 框架结构在强震中有效形成合理的破坏机制, 提高其抗震性能, 采用 OpenSees 平台模拟变轴力柱弯曲性能和结构反应下降段的基于柔度法纤维模型, 考虑楼板及板筋、结构超强、内力重分布等影响因素, 对按现行规范设计的各设防烈度区 6 层规则框架进行非线性 Pushover 分析, 考察了我国抗震规范中强柱弱梁措施的有效性及其控制效果的影响因素, 与汶川地震震害现象进行对比, 并通过算例分析探讨了实现以梁铰为主的合理破坏机制的有效措施. 分析结果表明: 大震下 6 度区框架出铰较少, 7 度、8 度区框架以柱铰为主, 并出现了层侧移机构, 结构抗震能力不足, 与震害现象基本相符, 9 度区形成了以梁铰为主的梁柱铰机构. 现行规范措施除 9 度区以外均不能实现框架结构预期的破坏机制, 提高强柱弱梁系数、减小轴压比和提高小震设计地震力等措施可有效避免柱铰机制.

关键词: 钢筋混凝土框架结构; 抗震设计; 破坏机制; 纤维模型; Pushover; OpenSees; 汶川地震

中图分类号: TU352.1; TU375.4 **文献标志码:** A **文章编号:** 0367-6234(2010)12-2003-06

Realization of rational failure mechanism for the RC frame structure

HAN Jun, LI Ying-min, JI Shu-yan

(College of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, China, hanjun009@126.com)

Abstract: To improve the seismic performance of RC frame structure under strong earthquake, the effectiveness of the provisions to ensure the "strong-column-weak-beam" failure mechanism in current Chinese seismic design code is examined, and some effective measures to realize rational failure mechanism are studied. Based on the flexibility method on OPENSEE platform, the fiber model can be used to simulate the biaxial bending behavior of columns under variable axial load and the deterioration phase of the structural response. A 6-story regular frame structure located in each fortification intensity region was designed according to the current seismic design code and studied using the nonlinear pushover analysis to investigate the failure mechanism of the structure. The analysis results were compared with the actual structural damage phenomena observed in Wenchuan Earthquake. The minimum requirement of ensuring the plastic hinge formation mostly in beams was discussed. The analysis results indicated that few plastic hinges were developed in the frame structure in the region of seismic fortification intensity 6. In seismic fortification region 7 and 8, plastic hinges were mainly formed in columns and lateral drift mechanism was developed, leading to inadequate seismic resistance of the structure. The plastic hinge formation mostly in beams was only realized in the frame structure located in seismic fortification region 9. It is proposed that increasing the strong column-weak beam coefficient, reducing the axial load ratio and increasing the design seismic force for small earthquake can help realize the expected failure mechanism that plastic hinges are mainly formed in beams.

Key words: RC frame structure; seismic design; failure mechanism; fiber model; Pushover; OpenSees; Wenchuan earthquake

然和我国现行抗震规范^[1]的思路和目标是不相符的. 抗震规范的思路是取用比设防烈度水准明显偏低的地震作用(小震)进行结构截面设计, 利用不降低构件竖向承载力前提下的结构延性能来达到结构在较强地震作用下损伤不严重, 在预估的更强地震作用下(大震)不造成结构倒塌的目标. 能力设计法是保证结构具有足够延性的主要技术措施, 其中“强柱弱梁”措施引导结构在大震下出现以梁铰为主的梁柱铰机构, 是保证结构延性的重要措施. 然而在汶川地震中大量出现上述的柱铰机构(特别是底层), 规范所倡导的梁铰为主的梁柱铰机构没有形成. 因此, 有必要对严格按规范设计的各烈度区框架结构的强柱弱梁实际控制效果进行考察. 本文在 OpenSees^[2]平台上采用能更好模拟变轴力柱弯曲性能和结构反应下降段的基于柔度法的纤维模型, 对按规范设计的各烈度区 6 层规则框架进行了 Pushover 分析, 考察框架结构的破坏机制, 与震害现象进行对比, 以期验证抗震规范强柱弱梁措施的有效性; 并对能实现规范倡导的梁铰为主的破坏机构的最低要求进行了试算和探讨, 为下一步的规范修订提供可能的参考.

1 非线性地震反应分析方法

已有研究^[3-5]表明, 在地震反应分析中采用纤维模型可较真实地模拟框架柱在双向弯曲和变化轴力间的耦合作用; 有限元柔度法以单元截面力场的假定作为单元, 对轴向和弯曲变形为主的梁柱单元该假定通常能很好满足, 不受单元所处非线性状态的影响, 因此能较好地模拟单元进入软化阶段后的强非线性问题. 本文采用 OpenSees (open system for earthquake engineering simulation) 平台上基于柔度法的梁柱纤维单元进行非线性分析. 分析时材料对象分别采用基于 Scott-Kent-Park 的单轴约束混凝土模型^[3] (concrete02 material) 和基于 Menegotto-Pinto 的钢筋模型 (steel02 material), 保护层和楼板混凝土采用无约束混凝土, 梁柱核心区采用约束混凝土; 非线性分析时材料强度取平均值; 截面采用纤维截面 (fiber section), 单元采用基于柔度法的非线性梁柱单元, 单元设置 5 个积分点, 通过单元层次的迭代可确定各控制点的截面抗力和截面刚度, 采用 Gauss-Lobatto 法沿杆长积分计算整个单元的抗力和单元刚度矩阵^[5]. 楼板的准确模拟对分析结果具有重要影响, 本文建模中取梁边各 6 倍板厚范围内的板和板筋参与工作构成 T 型纤维截面, 近似考虑楼板对梁抗弯能力的影响; 而规则框架结

构楼板平面内刚度一般符合刚性楼板假定, 故分析中楼板的平面内刚度采用主从自由度约束方程来实现刚性楼板假定^[4].

2 算例设计

本文按现行抗震规范分别设计了 6~9 度区 6 个 3×2 跨 6 层框架结构, 均按 II 类场地, 第一设计分组(特征周期 0.35 s)进行小震下抗震设计. X 向 3 跨(跨度 6 m), Y 向 2 跨(跨度 5 m), 层高除底层 3.9 m 外均为 3.3 m, 梁柱截面尺寸如表 1 所示. 结构楼面恒载取 4.5 kN/m², 活载取 2.0 kN/m²; 屋面恒载取 6.0 kN/m², 活载取 2.0 kN/m². 梁柱纵筋采用 HRB335 级, 梁柱箍筋和板筋采用 HRB235 级, 板厚 100 mm. 设计时控制底层柱轴压比和小震下层间侧移角接近但不超过规范规定的限值. 在梁柱选筋时, 除因设计习惯而导致的配筋增大外尽可能不再人为增大钢筋面积, 各层柱配筋按其上下端配筋较大值贯通布置, 每层梁柱配筋不归并. 这样设计出来的框架满足规范的最小要求且处于偏不利的受力状态, 并且能考虑结构的一般超强. 我国最通用的结构设计软件 PKPM 计算梁配筋时通常按矩形单筋截面计算, 得出的梁配筋量偏大, 对形成强柱弱梁不利, 故设计中进行如下计算调整: 将梁下部筋按 T 型截面调整, 梁端上部筋按双筋截面计算调整, 将轴压比小于 0.15 的柱不乘以强柱弱梁系数后重新计算其配筋, 9 度区按梁端实配钢筋反算进行梁柱级差调整. 限于篇幅, 图 1 仅给出 9 度区梁柱配筋图. 非线性分析中 C30、C35 和 C40 混凝土强度平均值分别为 26.1、30.4 MPa 和 34.8 MPa, 弹性模量平均值分别为 3.236×10⁴、3.375×10⁴ MPa 和 3.488×10⁴ MPa.

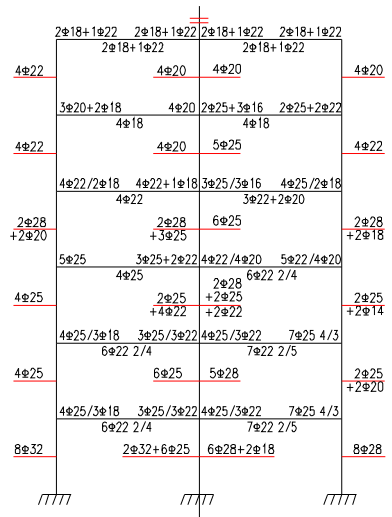


图 1 9 度区框架算例梁柱截面配筋 (mm)

表 1 计算模型截面尺寸

烈度	构件类型	截面尺寸	混凝土强度等级
6 度 0.05g	梁	250 × 500	C30
	中柱	400 × 400 (350 × 350)	C35
	边(角)柱	350 × 350	C35
7 度 0.10g	梁	250 × 500	C30
	中柱	400 × 400	C40/C30
	边(角)柱	350 × 350	C35
8 度 0.2g	梁	250 × 500	C30
	中柱	500 × 500 (450 × 450)	C30
	边(角)柱	400 × 400	C30
8 度 0.3g	梁	300 × 700 (300 × 650)	C30
	中柱	500 × 500 (450 × 450)	C30
	边(角)柱	450 × 450 (400 × 400)	C30
9 度 0.4g	梁	300 × 700 (300 × 650)	C30
	中柱	700 × 700 (600 × 600)	C30
	边(角)柱	700 × 700 (600 × 600)	C30

注:截面尺寸中的各数据单位均为 mm,括号内的数据为 4~6 层截面尺寸;混凝土强度等级根据规范轴压比限值确定。

3 Pushover 分析模型及验证

传统 Pushover 方法本质上是静力弹塑性方法,是一种近似方法,其优点是计算简便,结果具有一定的精度和统计意义,缺点是传统侧推加载模式难以有效考虑高振型,不适用于不规则空间结构,此外目标位移的确定也是难点.本文设计的 6 层规则框架结构以第一振型为主,采用倒三角加载模式^[6];采用 ATC-40^[7]推荐的能力需求谱确定结构的性能点目标位移.能力谱曲线由结构的基底剪力-顶点位移侧推曲线通过单自由度化得到;弹塑性需求谱采用 ATC-40 中 B 方法的改进方法确定,即能力谱曲线上各点对应的等效阻尼比采用文献[8]中的方法确定,按照规范反应谱求出各点对应的加速度和位移值(与能力谱曲线各点对应),将其描点和连线即可得到弹塑性需求谱曲线.弹塑性需求曲线和能力谱曲线的交点经单自由度化的逆变换即可得到顶点目标位移,若无交点则说明结构的抗震能力不足.分析终止条件设为结构顶点位移达到位移角为 1/40.

3.1 Pushover 与非线性动力时程分析结果对比

为了考查本文采用的 Pushover 方法与动力时程分析结果的差异,选取表 1 中的 7 度区 0.10g

框架分别进行动力时程分析和 Pushover 分析对比.动力时程分析选用 4 条地震波,其中包括按双频段选波法^[9]在强震地震动数据库中选出的 3 条实际地面运动记录和 1 条采用 ARMA 模型拟合相应规范反应谱的人工波.图 2 给出了大震下层间位移角最大值对比,时程分析 1 为层间位移角最大时的层间位移角平均值,时程分析 2 为各层间位移角最大值的平均值,Pushover 分析结果与时程分析 1 结果接近,在 3 层以上由于高振型影响时程分析的层间位移角最大值,比 Pushover 方法的大;图 3 给出了 AF 波大震输入下时程分析的塑性铰分布,与图 4 给出的 Pushover 塑性铰分布结果相比,结构在底层都形成了层侧移柱铰机构,但时程分析在 3 层以上由于高振型影响梁柱铰更多,框架柱弯曲承载力在达到最大值后强度显著降低,易导致出现薄弱层,不利于抗震.总体上讲,Pushover 分析能反映结构在强震下最不利位置及位移反应,是可行的近似分析方法.

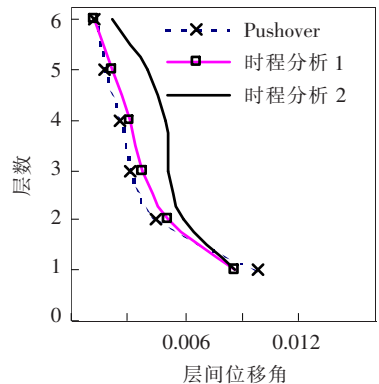


图 2 Pushover 与时程分析层间位移角对比(7 度 0.1g)

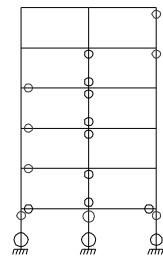


图 3 最大层间位移角时的塑性铰分布(7 度 0.1g)

3.2 楼板的影响

图 5 给出了 7 度 0.1g 区算例不考虑楼板时的塑性铰分布图.由图可见,当不考虑楼板时 7 度 0.1g 区框架相对于考虑楼板时梁铰增多,柱铰减少,底层未出现柱铰层侧移机构.因此,楼板与梁的共同作用会显著加强梁的抗弯能力及刚度,本例中板筋的参与将提高底层梁端负弯矩承载力近 70%(提高的幅度受梁本身截面及配筋的影响,高烈度区一般减小),楼板考虑与否对计算结果影响较大,考虑楼板的贡献更符合实际,承载力计

算时宜采用 T 型梁双筋截面来降低梁的配筋。

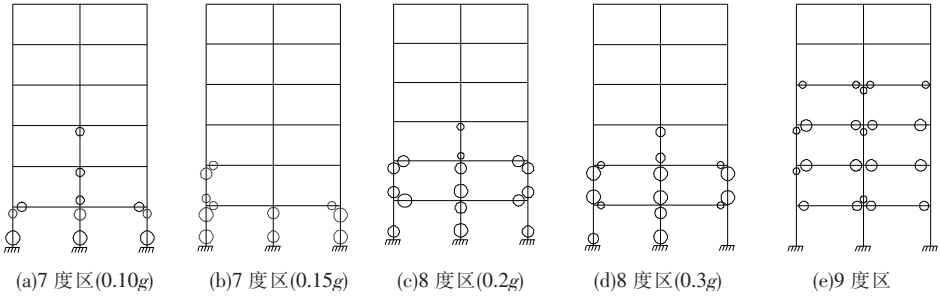


图 4 各烈度区框架 Pushover 分析达目标位移时的塑性铰分布

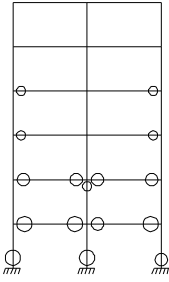


图 5 不考虑楼板时塑性铰分布(7 度 0.1g)

3.3 梁端人为超强的影响

算例模型严格按规范设计并按习惯做法进行配筋,这样基本能考虑超强因素,但人为超配带来的超强未能考虑.设计师为“安全”考虑经常会不恰当地人为超配梁筋,造成梁端人为超强.人为超强具有很大的不确定性,为了说明梁端人为超强给结构性能带来的影响,本文以 7 度 0.1g 区框架算例为例假定梁端人为超强 10% 进行对比计算,如图 6 所示.考虑梁端人为超配 10% 后相比未考虑人为超强,底层柱铰机构更明显,铰转动更大,梁铰相近,总体变化不大.可以预见,梁端人为超配越多,底层柱铰机构将更复杂.

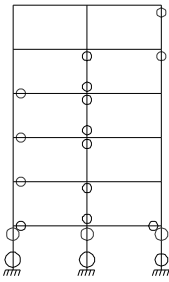


图 6 考虑梁端人为超强时塑性铰分布(7 度 0.1g)

4 Pushover 分析结果及评价

4.1 能力需求曲线

图 7 给出了各烈度区框架结构在大震下的能力需求曲线.可以看出,6 度、9 度区框架能力需求曲线有交点,交点处能力曲线未处于承载力明显下降段,结构抗震性能满足要求;7 度、8 度区框架按规范的大震反应谱计算时,能力需求曲线无交点,能力曲线峰值后下降段较陡,7 度较 8 度更

陡,抗震能力不足.需要指出的是 6 度区尽管出铰较少,但在遭遇比规范预估的大震更大的地震(如唐山地震和汶川地震)时,其延性比 7 度、8 度区框架更差,易形成柱铰层侧移机构,这一点可以从图 8 所示的结构 Pushover 分析得到的基底剪力和顶点位移曲线中看出,结构一旦进入屈服,荷载位移曲线很快进入陡降段,结构失效.

4.2 塑性铰分布规律

根据图 4 给出的各烈度区框架在 Pushover 分析达到目标位移时的塑性铰分布情况(6 度区未出铰略去),无交点时按等效单自由度体系输入地震波进行动力时程分析得到的平均值作为目标位移.可见,6 度区框架未出铰,主要是由于受最小配筋率及竖向荷载起控制作用的综合因素的影响,结构的屈服强度系数较大,相当于受地震荷载控制时,结构取用了较小的地震力降低系数,从而在大震下结构基本处于未屈服的状态;7 度区框架以柱铰为主,底层出现层侧移柱铰机构薄弱层,8 度区框架($T_g=0.4$ s)相比 7 度区出铰更充分,梁铰更多,但仍以柱铰为主,在第 2 层出现了明显的层侧移机构,在大震下结构容易失效;9 度区框架($T_g=0.4$ s)形成了以梁铰为主的梁柱铰塑性耗能机构,梁端塑性铰发展充分,柱端塑性铰转动较小.计算结果与震害吻合,汶川地震中 6 度设防区框架经历了大震(如绵阳)基本没出铰;7 度设防区框架在预估的大震或超过预估的大震(如都江堰、北川、映秀等)下很少出现梁铰,而出现大量柱铰层侧移机构.

4.3 位移反应

图 9 给出了各烈度区框架在 Pushover 分析达到目标位移时的每层层间位移角分布情况,当能力需求曲线有交点时,目标位移以交点反算结构顶点位移时刻来确定,若能力需求曲线无交点时则以等效单自由度体系动力分析得到的位移平均值反算顶点位移来确定.从图中可以看出,6 度区、9 度区层间位移角较小;7 度区底层层间位移角突变,接近规范限值 1/50,形成薄弱层;8 度区

2 层层间位移角突变,大于 1/50,形成薄弱层.这与塑性铰分布情况对应.

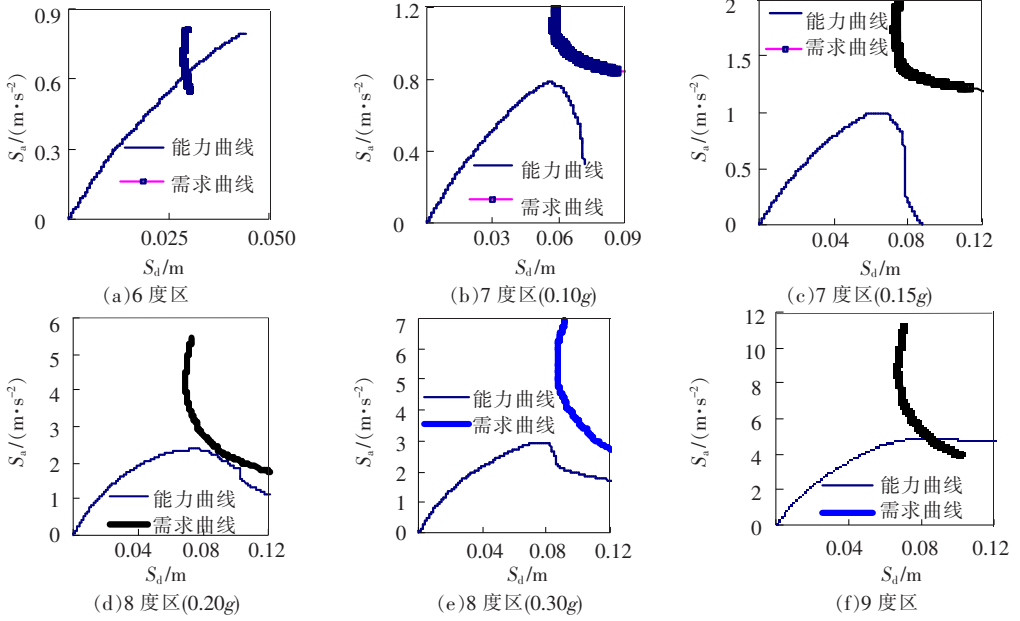


图 7 罕遇地震作用下各烈度区框架能力需求曲线

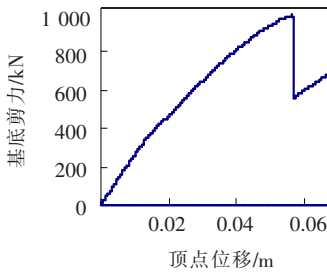


图 8 罕遇地震作用下各烈度区框架能力需求曲线

4.4 讨论

造成 7 度区三级抗震框架、8 度区二级抗震框架与 9 度区一级抗震框架在大震下的强柱弱梁控制效果差别较大的主要原因是我国对各烈度区不同抗震等级的框架结构采用了相同的地震力降低系数,但却采取了不同的抗震措施,如采取了不同的强柱弱梁系数、不同的轴压比限值、不同的梁柱最小配筋率等等,导致不同抗震等级的框架结构在大震下表现出不同的抗震性能,即我国抗震规范“ $R - \mu$ ”关系是不匹配的^[10-11],这是不尽合

理的.如 7 度三级抗震等级框架强柱弱梁系数仅为 1.1,而梁端由于一些构造原因会导致梁端钢筋超配,梁端超配的量在底层一般会大于柱的超配量,故强柱弱梁较难实现,柱铰出现较早较多,加之其轴压比高屈服后很快进入较陡的下降段,导致先出铰的柱承载力下降过快,由于内力重分布导致一层内的柱都容易出铰形成层侧移机构,此时柱的轴压比限值应更严格才合理.8 度区二级框架由于非地震组合内力控制引起的梁筋超配比 7 度区小,故梁铰出现比 7 度区略多,但强柱系数取 1.2 仍不足以避免大震下整层柱上下都出铰的薄弱层的出现.基于上述原因可采取如下措施改善 7 度、8 度区框架在预估大震下的抗震性能或避免柱铰破坏机构:1) 在轴压比限值不变的情况下须保证柱不出铰或出铰较少;2) 提高 7 度、8 度区框架小震设计地震力;3) 7 度、8 度区框架采用更为严格的轴压比限值和强柱弱梁系数.

对上述方案分别进行算例设计并试算,得到 7 度(0.15g)、8 度(0.3g) 框架结构在预估大震

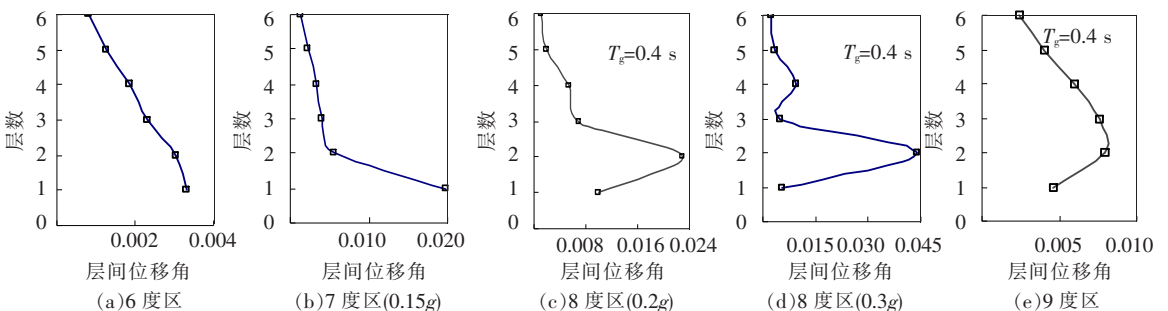


图 9 各烈度区框架 Pushover 分析达目标位移时的层间位移角分布

下不出现柱铰机构薄弱层的各方案限值条件,如表2所示.对应的塑性铰分布图如图10、图11所示.采用方案1,提高强柱弱梁措施可有效减少柱铰,梁铰增多,避免出现薄弱层.方案2柱铰比方案1的增多,梁铰减少.方案3梁柱出铰较少.

表2 避免柱铰机构薄弱层各方案限值条件

方案	7度限值	8度限值
1	强柱系数2.0	强柱系数1.8
2	轴压比0.65,强柱系数1.6	轴压比0.65,强柱系数1.4
3	0.6倍设防烈度地震力	0.5倍设防烈度地震力

相比较而言,提高设计地震力尽管可有效避免结构在规定的预估大震下出铰较少并不出现薄弱层,但其增加的造价较多,当遇到比规范预估的大震更大的地震时出现薄弱层的几率仍较大,而且柱的延性较差易于倒塌.当条件允许的情况下任何时候都应该限制柱的轴压比处于较低的水平,轴压比的降低可大大提高结构整体的延性.因此,对于6、7、8度区最为可行有效的办法是降低轴压比、提高强柱弱梁系数.

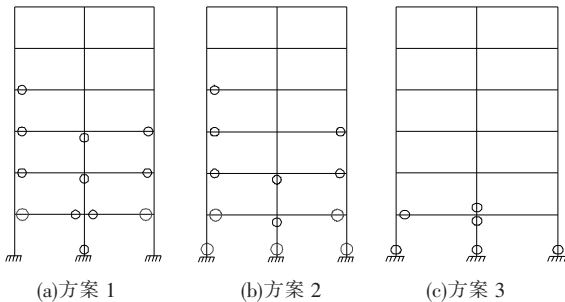


图10 7度区避免大震下柱铰机构的塑性铰分布图

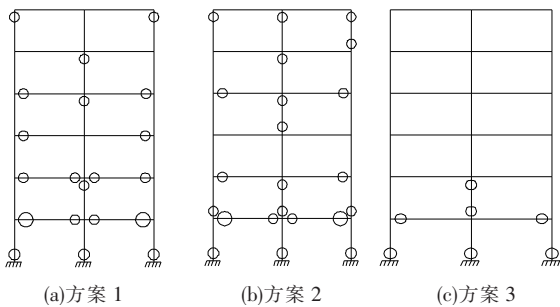


图11 8度区避免大震下柱铰机构的塑性铰分布图

5 结论

1)通过对按规范设计的各烈度区6层规则框架进行Pushover分析,考察在大震下强柱弱梁措施的实际控制效果及其抗震性能,进行实现梁铰为主的梁柱铰机构或改善框架结构抗震性能的算例分析可知,按现行规范设计的框架结构,在大震下除9度区一级框架外不能形成梁铰机制或梁柱铰机制,计算结果与汶川地震震害基本相符.

2)楼板及板筋的参与、结构超强(包括人为超强)和内力重分布是影响强柱弱梁实际控制效

果主要因素,计算模型中应考虑楼板和板筋对梁的刚度和强度的贡献及各种结构超强.

3)任何烈度区控制框架柱的设计轴压比处于较低水平都是必要的.计算分析发现,框架柱的设计轴压比超过0.65时,在大震下由于结构超强而引起实际轴压比很可能接近并超过试验轴压比界限值0.544,容易引发薄弱层.

4)7度、8度区框架可以采取提高强柱弱梁系数、降低轴压比和提高设计地震力等措施避免柱铰机制的形成,提高结构抗震能力.

参考文献:

- [1] GB 50011—2001. 建筑抗震设计规范[S]. 北京:中华人民共和国建设部,2001.
- [2] MAZZONI S, MCKENNA F, SCOTT M H, *et al.* OpenSees users manual[R]. Berkeley: PEER, University of California at Berkeley, 2006.
- [3] ZERIS C A. Three-dimensional nonlinear response of reinforced concrete building[D]. Berkeley: Department of Civil Engineering University of California at Berkeley, 1986.
- [4] 陈滔. 基于有限单元柔度法的钢筋混凝土框架三维非弹性地震反应分析[D]. 重庆:重庆大学,2003.
- [5] TAUCER F F, SPACONE E, FILIPPOU F C. A Fiber beam-column element for seismic response analysis of reinforced concrete structures[R]. Berkeley: UCB/EERC-91/17, 1991.
- [6] 杨溥,李英民,王亚勇,等. 结构静力弹塑性分析(Push-over)方法的改进[J]. 建筑结构学报,2000,21(1):44-50.
- [7] ATC-40. Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings[S]. Redwood City: Applied Technology Council, 1996.
- [8] CHOPRA A K, GOEL R K. Capacity-demand-diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures;SDF systems[R]. Berkeley: PEER, University of California,1999.
- [9] 杨溥,李英民,赖明. 结构时程分析法输入地震波的选择控制指标[J]. 土木工程学报,2000,33(6):33-37.
- [10] 白绍良,李刚强,李英民,等. 从 $R-\mu-T$ 关系研究成果看我国钢筋混凝土结构的抗震措施[J]. 地震工程与工程振动,2006,26(5):144-151.
- [11] 杨红. 基于细化杆模型的钢筋混凝土抗震框架非线性动力反应规律研究[D]. 重庆:重庆建筑大学,2000.

(编辑 魏希柱)