

# 配置 HRB500 钢筋的框架结构非弹性地震反应分析

韦 锋<sup>1,3</sup>, 刘 刚<sup>2</sup>, 王晓锋<sup>2</sup>, 朱爱萍<sup>2</sup>, 傅剑平<sup>3</sup>

(1. 华南理工大学 土木与交通学院, 广州 510640; 2. 中国建筑科学研究院, 北京 100092;  
3. 重庆大学 土木工程学院, 重庆 400045)

**摘 要:**为实现建筑行业的可持续发展,中国土木建筑工程界正在推广应用 HRB500 级高强钢筋,但是,以 HRB500 钢筋作为主要受力钢筋的混凝土结构的抗震性能研究还相对缺乏。该文按《混凝土结构设计规范》最新修订稿设计了 3 个配置不同强度钢筋的 8 度 0.3g 区一级抗震等级的混凝土框架结构,并完成了该 3 个结构在多波输入下的非弹性地震响应分析,对比了配置 HRB500 钢筋的混凝土框架结构与配置 HRB400 和 HRB335 钢筋的相应框架的地震反应规律和抗震性能。分析结果表明:在罕遇水准的地面运动输入下,配置 HRB500 钢筋的混凝土框架的最大位移反应与配置其他两种钢筋的框架结构大致相当,其构件的塑性转角延性需求则小于配置其他两种钢筋的框架结构;配置 HRB500 钢筋的一级抗震等级框架结构在强震下形成的是梁铰塑性耗能机构,最大弹塑性层间位移角可满足设计规范规定的要求。

**关键词:**混凝土框架结构;HRB500 钢筋;抗震设计;非弹性地震反应;抗震性能

**中图分类号:**TU973.31;TU375 **文献标志码:**A **文章编号:**1674-4764(2011)02-0012-06

## Inelastic Seismic Response of Reinforced Concrete Frame Structures Reinforced with HRB500 Steel Bars

WEI Feng<sup>1,3</sup>, LIU Gang<sup>2</sup>, WANG Xiao-feng<sup>2</sup>, ZHU Ai-ping<sup>2</sup>, FU Jian-ping<sup>3</sup>

(1. School of Civil Engineering and Transportation, South China University of Technology, Guangzhou 510640, P. R. China;  
2. China Academy of Building Research, Beijing 100013, P. R. China;  
3. Collage of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, P. R. China)

**Abstract:** To achieve sustainable development of construction industry, the application of HRB500 reinforcement with high strength and high ductility in RC structures is being promoted in civil and structural engineering in China. But few studies focus on seismic behaviors of RC structures reinforced with HRB500 bars. In this analysis, three RC frame structures on the Zone of Fortification Intensity 8 (0.3g) in China reinforced with HRB500, HRB400 and HRB335 bars respectively, are designed confirming to the latest draft of the revising Code for the Design of Concrete Structures. Then inelastic seismic response analyses of the three frames with multiple inputs of ground motions are conducted. The seismic response rules and seismic performances of the RC frame reinforced with HRB500 bars are compared with those frames reinforced with HRB400 and HRB335 bars. The analytical results indicate that under ground motions in rare earthquake level, the maximum displacements of the frame reinforced with HRB500 bars are roughly the same as those of the frames reinforced with HRB400 and HRB335 bars, while the rotation ductility demand of elements in the former structure is smaller than those of elements in the latter

收稿日期:2010-07-18

基金项目:“十一五”国家 863 计划(2007AA03Z550);“十一五”国家科技支撑计划(2007BAE30B05)

作者简介:韦锋(1971-),男,博士,副教授,主要从事结构工程抗震及设计理论研究,(E-mail)ctfwei@scut.edu.cn。

structures. It is also found that the frame reinforced with HRB500 bars develops a plastic energy dissipation mechanism that is dominated by beam hinges under major earthquake, and the maximum inter-storey drift of the frame can satisfy the requirement in the Code for the RC Frame Structures.

**Key words:** reinforced concrete frames; HRB500 steel bars; seismic design; inelastic seismic response; seismic performance

为了更有效地节约和利用矿产资源,实现建筑行业的可持续发展,中国正在土木建筑工程中推广使用更高强度等级的钢材。HRB500 级钢筋是我国近年研制生产的一种新型高强、高延性的热轧带肋钢筋<sup>[1]</sup>,正在修订的《混凝土结构设计规范》拟列入这种钢筋,以便推广应用高强度钢筋。到目前为止,已有多家科研单位对配置 HRB500 钢筋的各类混凝土构件的抗震性能进行了试验研究,并取得了一系列的试验研究结果<sup>[2-7]</sup>。但是,以 HRB500 钢筋作为主要受力钢筋的混凝土结构的整体抗震性能研究还相对缺乏,而从理论分析角度对配置 HRB500 钢筋的混凝土结构所进行的相关研究也非常少,尤其缺乏这类结构在强烈地面运动激励下的非弹性动力响应分析研究。为了从理论分析角度研究配置 HRB500 钢筋的混凝土结构的整体抗震性能,该文按《混凝土结构设计规范》最新修订的送审稿设计了 8 度 0.3g 区一级抗震等级的 3 个民用建筑钢筋混凝土典型平面框架结构,3 个框架结构的梁、柱截面尺寸及荷载取值均相同,分别采用了 HRB500、HRB400 和 HRB335 等 3 种不同强度的钢筋作为梁、柱的纵向钢筋;然后完成了 3 个框架结构在多波输入的弹塑性动力时程分析,并

将配置 HRB500 级钢筋的混凝土框架结构与配置 HRB400 及 HRB335 钢筋的相应框架的非弹性地震响应进行了对比分析,对其在罕遇地震下的反应规律及抗震性能进行了初步评价。

## 1 算例结构设计和分析方法

该文所涉及的算例结构包括按《混凝土结构设计规范》最新送审稿设计的 3 个 8 度 0.30g 区一级抗震等级的丙类规则平面框架结构。3 个平面框架均取自如图 1(a)所示结构平面中的中间榀框架,共 3 跨 8 层,其跨度、层高、总高度及梁、柱截面尺寸均相同,如图 1(b)所示。各框架均按 II 类场地、第一设计分组进行设计。楼盖采用现浇结构,板厚度取为 100 mm。楼面恒载取 4.0 kN/m<sup>2</sup>,使用活荷载取 2.0 kN/m<sup>2</sup>,框架梁上填充墙荷载取为 9 kN/m<sup>2</sup>。3 个框架的混凝土强度均采用 C40,梁、柱纵筋分别采用 HRB500、HRB400 和 HRB335 级热轧带肋钢筋,其设计强度  $f_y$  分别为 435 MPa、360 MPa 和 300 MPa,相应的各框架编号分别取为 F500、F400 和 F335。板筋采用 HPB300 钢筋, $f_y = 270$  N/mm<sup>2</sup>。各框架的梁、柱纵向钢筋配置数量如图 2 所示。

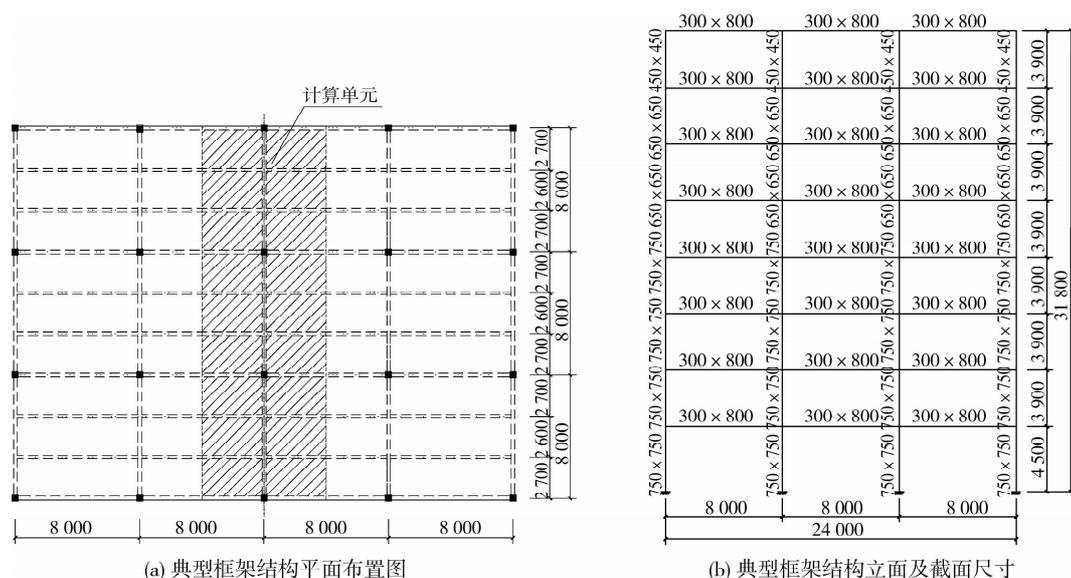


图 1 典型框架结构平面及截面尺寸

为了获得结构在强震下可能出现的偏不利的反应性态,3 个框架均按“恰能满足规范要求”进行设

计,即在确定结构梁、柱截面尺寸时尽可能取偏小值,使结构在多遇地震作用下的层间位移角接近但

不超过设计规范规定的限值 1/550,同时保证柱轴压比满足规范控制限值、梁柱纵筋满足最大配筋率限制条件、梁柱作用剪力不超过截面抗剪能力上限等。而且,在梁、柱截面选筋时,除按照一般设计习惯的构造做法所导致的不可避免的配筋增大之外,尽可能不再人为增大钢筋用量;各层柱纵筋均按设计习惯取其上、下端所需配筋量中的较大值,并按对称配筋贯通布置。另外,在设计过程中为了避免商业设计软件中可能存在的对设计过程的人为调控,只在结构内力分析和内力组合阶段利用 ETABS 软件来完成,然后严格按规范规定的抗震措施手工进行内力调整,最后利用自编的工具软件,严格按调整后的组合内力及规范规定的抗震构件截面设计方法进行构件的配筋计算。

结构非弹性动力分析所用程序是重庆大学土木工程学院自编并经多途径验证确认可靠的拟三维非弹性动力反应分析程序 FW-EPA<sup>[8-9]</sup>,该程序可进行

钢筋混凝土框架结构、框架-剪力墙结构的无扭转拟三维动力时程分析。其框架梁、柱单元采用修正的单分量模型和改进的武田滞回模型,可以考虑水平地震作用引起的柱轴力变化对滞回模型的影响以及梁纵筋在不同节点中的粘结滑移对动力反应的影响。在确定各杆端恢复力模型的屈服弯矩时,钢筋和混凝土的材料强度均取其平均值,以反映实际已建成工程中材料强度的平均水平,同时考虑了有效板宽范围内与梁平行的板筋对梁单元端部抗负弯矩能力的贡献<sup>[10]</sup>。

对以上 3 个框架结构均分别输入符合或接近 II 类场地、第一设计分组条件的 5 条地面运动加速度时程,其中包括与抗震规范设计反应谱相适应的 3 条实际地面运动记录,另外还包括常用的 El Centro 记录和 Taft 记录。所有 5 条地面运动记录均按规范给定的各烈度区的罕遇水准的地面运动峰值加速度进行直接标定。

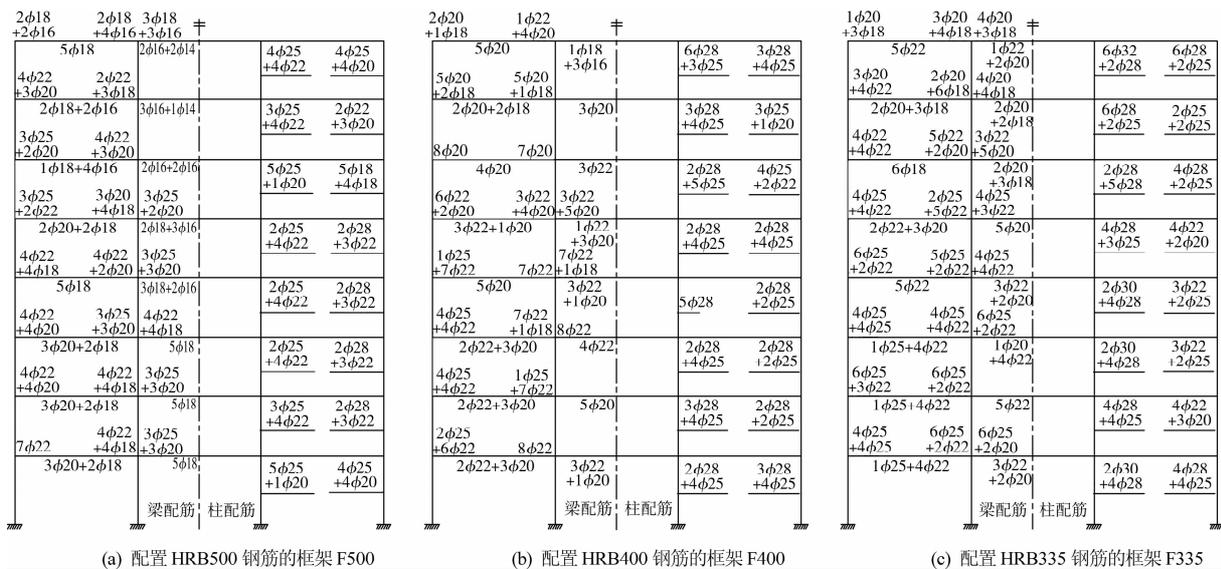


图 2 3 个典型框架结构截面配筋图

## 2 非弹性动力分析结果

在结构非弹性地震反应分析中,通常利用结构的层间位移角、顶点位移、塑性铰分布和塑性转动等响应来评价结构的抗震性能<sup>[11]</sup>。下面分别从这几个方面给出各算例框架结构在罕遇水准地面运动输入下的弹塑性地震反应分析结果。

### 2.1 结构位移反应

表 1 给出了 3 个算例框架结构在罕遇水准的 5 条地面运动输入下的顶点位移和层间位移角的最大值及平均值。可以看出,在各条地面运动输入下,配置 3 种不同强度纵筋的框架结构的最大顶点位移相差不大,其基本变化规律是框架 F400 的最大顶点位

移稍大于框架 F335,而框架 F500 的最大顶点位移稍小于框架 F400,但框架 F500 的最大顶点位移通常仍大于框架 F335,三者的最大顶点位移基本属于同一数量级。进一步考察 3 个框架结构的最大层间位移角,可以发现,随着纵筋强度的提高,相应框架的最大层间位移角有增大的趋势,但增大的幅度较小,且框架 F500 的最大层间位移角要比框架 F400 稍小,总体上看三者的变化幅度较小,也属于同一数量级。3 个框架结构在各条地面运动输入下的最大层间位移角大多发生在第 3 层,少数出现在第 2 或第 4 层。3 个结构在罕遇水准的 5 条地面运动输入下的最大层间位移角均未超过 0.02,预计可以满足设计规范对框架结构在罕遇地震下的弹塑性层间位移角限值的要求。

表 1 罕遇地震输入下 3 个算例结构的位移反应最大值

| 结构编号 | 地震动输入      | 最大顶点位移/m | 最大层间位移角/rad | 顶点位移均值/m | 层间位移角均值/rad |
|------|------------|----------|-------------|----------|-------------|
|      | USA00106   | 0.322    | 0.016 4(3)  |          |             |
|      | USA00830   | 0.302    | 0.015 6(3)  |          |             |
| F335 | USA01165   | 0.320    | 0.016 1(3)  | 0.278 6  | 0.013 6     |
|      | El-centrol | 0.192    | 0.008 8(3)  |          |             |
|      | Taft       | 0.257    | 0.011 4(4)  |          |             |
|      | USA00106   | 0.326    | 0.016 8(3)  |          |             |
|      | USA00830   | 0.316    | 0.016 1(3)  |          |             |
| F400 | USA01165   | 0.333    | 0.017 0(3)  | 0.289 0  | 0.014 1     |
|      | El-centrol | 0.212    | 0.009 6(3)  |          |             |
|      | Taft       | 0.258    | 0.010 9(4)  |          |             |
|      | USA00106   | 0.306    | 0.014 8(3)  |          |             |
|      | USA00830   | 0.318    | 0.015 3(2)  |          |             |
| F500 | USA01165   | 0.315    | 0.015 0(3)  | 0.279 2  | 0.013 9     |
|      | El-centrol | 0.210    | 0.009 0(3)  |          |             |
|      | Taft       | 0.247    | 0.009 6(4)  |          |             |

注:括号内为最大层间位移角发生的楼层号

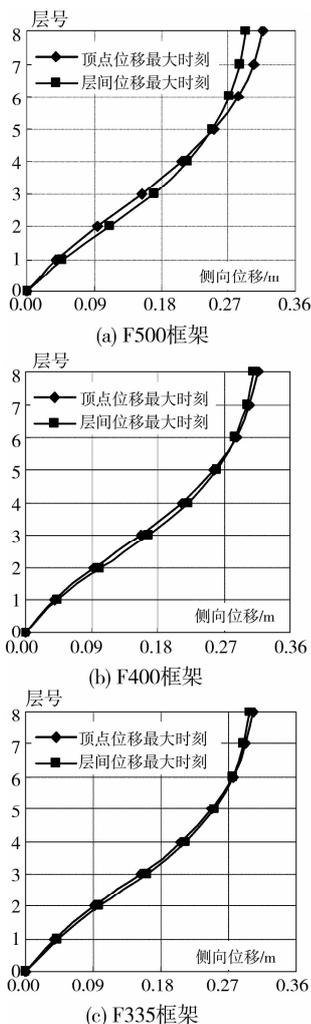


图 3 3 个框架在罕遇水准 USA00830 输入下的侧向位移沿高度的分布

图 3 展示的是 3 个算例框架结构在罕遇水准的 USA00830 输入下在顶点位移最大时刻和某层层间位移最大时刻的各层层间位移沿高度的分布。可以看出,3 个结构在该两个反应较大时刻的各层侧移分布规律较为一致,其侧向位移在中间楼层增长较快,到了上部楼层其增长减缓,结构沿高度的侧移曲线呈反 S 型分布,是典型的剪切型侧移曲线。3 个算例结构在其它地面运动输入下的侧移曲线与图 3 是类似的。图 4 则给出了各结构在 USA00830 输入下的顶点位移时程曲线。从中可观察到 3 个结构在罕遇水准地面运动输入下的振动波形十分相似,只是在振动幅值上有所差异,而且这个幅值上的差异并不明显。

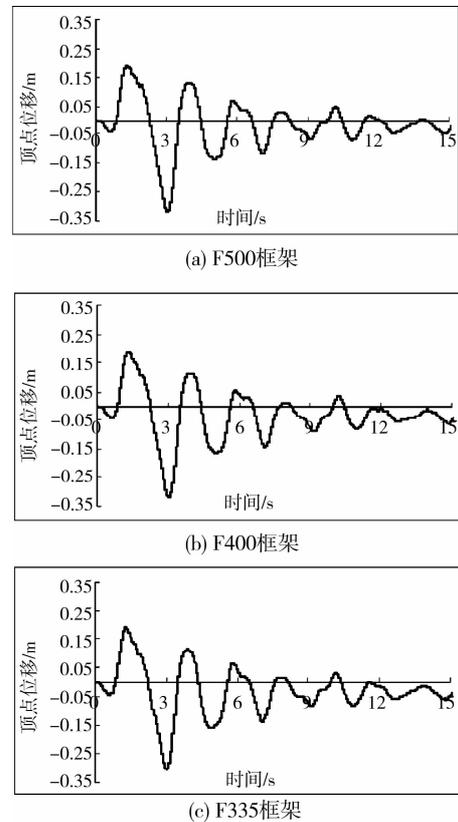


图 4 3 个框架在罕遇水准 USA00830 输入下的顶点位移时程曲线

图 5 给出的是各结构在罕遇水准的 USA00830 输入下在结构反应的 2 个偏不利时刻(顶点位移和某层层间位移角最大时刻)各层层间位移角沿高度的分布图,同时给出了整个时程中各层的最大层间位移角沿高度的分布。从中可以看出,3 个结构的层间位移角分布趋势是相同的,都是呈现出上部楼层小,底部楼层稍大,而中间楼层最大的分布规律。其中最大层间位移角都发生在结构的中下部楼层(第 2 或第 3 层)。表明 3 个结构的中下部楼层构件

发生了较大的塑性变形。3 个结构在其它地面运动输入下的层间位移角沿高度的分布规律是类似的。

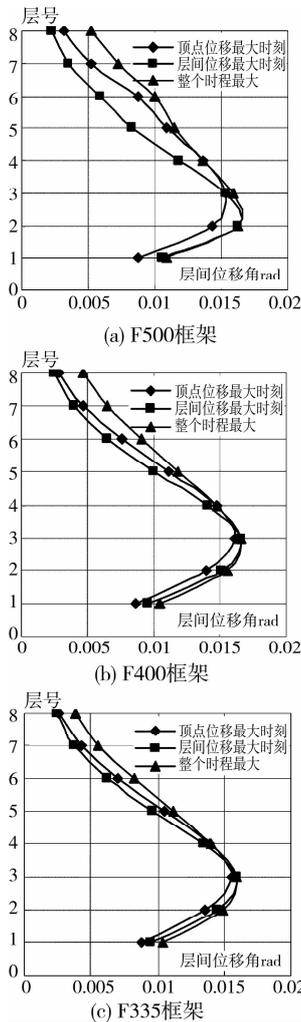


图 5 3 个框架在罕遇水准 USA00830 输入下的各层层间位移角分布

## 2.2 塑性铰分布

图 6 和图 7 给出了 3 个框架在罕遇水准的有代表性的 2 条地面运动输入下在某层层间位移角达到整个时程各层层间位移角的最大绝对值时的瞬间塑性铰分布情况以及每个铰的弦转角大小。从图中可以看出,3 个配置不同强度钢筋的框架结构在罕遇水准地震作用下,除部分底层柱底出现塑性铰外,所形成的绝大多数为梁端塑性铰;梁铰普遍集中在结构底部的 2~5 层楼面梁,其它楼层仅有个别塑性铰或者没有塑性铰出现;其中框架 F400 和 F335 的梁铰在结构 2~5 层发展比较充分,分布比较均匀,特别是 3、4 层所有楼面梁的两端均出现了塑性铰;而框架 F500 的梁铰数量较少,分布相对不均匀。梁端塑性铰在结构的中下部楼层集中出现,同时其塑性转动较大,导致这些楼层的层间位移角也相对偏大,这与图 5 中结构的各层层间位移角沿高度的分布规

律是一致的。

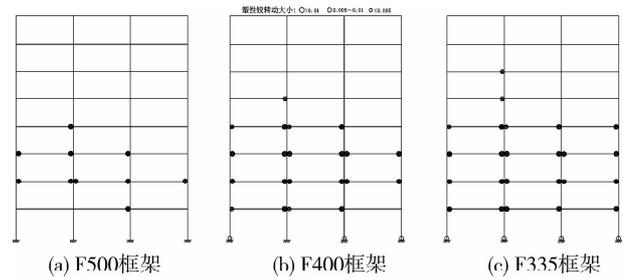


图 6 3 个框架在罕遇水准 USA00106 输入下在层间位移角最大时刻的塑性铰分布

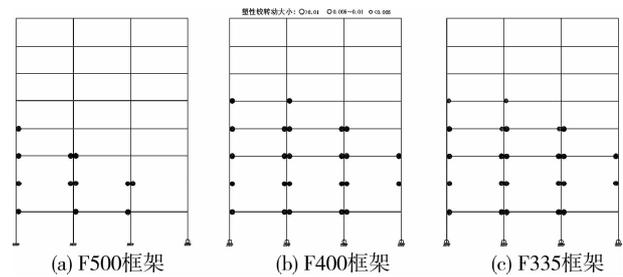


图 7 3 个框架在罕遇水准 USA00830 输入下在层间位移角最大时刻的塑性铰分布

## 3 对分析结果的讨论

通过统计 3 个算例结构在各条地面运动输入下的塑性铰数量,可以发现,在罕遇水准的各条地面运动激励下,3 个结构在整个时程中出现塑性铰的总数随着配筋强度的提高而减少,其中框架 F400 的出铰数量与框架 F335 相差不大,减少的幅度较小,而框架 F500 的出铰总数则比另外 2 个框架明显减少。初步分析其原因,一方面虽然 HRB500 钢筋的强度要比 HRB400 及 HRB335 钢筋的强度要高很多,但这 3 种不同强度钢筋的弹性模量几乎相同,强度越高,则钢筋的屈服应变越大,根据试验实测结果,HRB500 钢筋的屈服应变可达到 0.002 7~0.002 8,而 HRB335 的屈服应变则只有 0.001 9~0.002,由统计回归公式<sup>[12]</sup>所计算出来的配置 HRB500 钢筋的混凝土结构构件的屈服转角明显大于配置 HRB400 和 HRB335 钢筋的混凝土构件,这意味着配置更高强度钢筋的混凝土构件需要历经更大的变形或杆端转动后才可能进入屈服;在遭受相同的地面运动激励时,与配置较低强度钢筋的混凝土结构相比,配置 HRB500 钢筋的混凝土结构中的构件将更不容易进入屈服,或者将更晚进入屈服,这必然导致进入屈服后状态的构件数量相应减少。另一方面,根据相关试验结果,配置 HRB500 钢筋的混凝土结构构件的开裂后裂缝发展较快,其开裂后刚度退

化较多,从而导致整体结构的刚度退化也较配置其它两种强度钢筋的混凝土结构要更为明显,这就使得配置 HRB500 钢筋的框架结构在其构件普遍开裂后的后期刚度相对较小,从结构动力响应的角度来看,其后期地震反应就会有一定程度的减小,从而导致其梁、柱端更不容易出现塑性铰。从统计结果来看,3个算例结构在相同位置的塑性铰的最大塑性转动量是比较接近的,而转角延性需求却差别较大,3个算例结构中各塑性铰的转角延性需求随配筋强度的提高而逐级减小,这与3种钢筋在材性上的差异是密切相关的。

总体上看,3个算例框架结构在罕遇水准的地面运动激励下都基本上形成了梁铰机构,从而能够实现“强柱弱梁”的抗震控制目标。这自然要归功于新的规范送审稿进一步加强了一级抗震等级框架结构的“强柱弱梁”措施,从而进一步减小了混凝土框架结构中出现柱铰的可能性。在罕遇水准的地面运动激励下,3个算例结构中各塑性铰的转动距其塑性转动能力还都有相当的裕量,同时结构没有出现抗震薄弱环节或形成薄弱层,预计3个算例结构均可满足设计规范的抗震性能要求。

#### 4 结 语

利用典型混凝土框架结构算例的非弹性动力反应分析结果,对比了配置 HRB500 钢筋的 8 度 0.3g 区一级抗震等级混凝土框架结构与配置 HRB400 及 HRB335 钢筋的对应框架结构的弹塑性地震响应规律,从中可得到以下初步结论:

1)配置 HRB500 钢筋的一级抗震等级混凝土框架结构的最大顶点位移及层间位移角均与配置 HRB400 及 HRB335 钢筋的对应框架的相应位移反应量大致相当,属于同一数量级。

2)配置 HRB500 钢筋的混凝土结构构件的屈服转角明显大于配置其它 2 种强度等级钢筋的混凝土构件;在罕遇水准的地面运动激励下,其构件杆端的塑性转角延性需求较配置其它 2 种强度等级钢筋的结构偏小。

3)配置 HRB500 钢筋的一级抗震等级混凝土框架结构表现出与配置其他两种等级钢筋对应框架结构类似的抗震性能,在罕遇水准的地面运动激励下形成了梁铰塑性耗能机构,结构没有出现抗震薄弱环节或形成薄弱层,初步判断其可以满足设计规

范所规定的抗震性能要求。

#### 参考文献:

- [1] 裴智,王友权,王学忠,等. HRB500 钢筋的研究开发与应用[J]. 建筑结构,2003(8): 28-29.  
PEI ZHI,WANG YOU-QUAN,WANG XUE-ZHONG, et al. Studies on the development and application of HRB500 reinforcement [J]. Building Structure, 2003 (8): 28-29.
- [2] 同济大学土木工程学院. 配 500MPa 钢筋的混凝土梁受弯性能试验[R]. 上海:同济大学,2006.
- [3] 天津大学建筑工程学院. 使用 500MPa 钢筋的混凝土梁基本性能试验研究报告[R]. 天津:天津大学,2006.
- [4] 毛达岭,刘立新,范丽. HRB500 钢筋粘结锚固性能及设计建议[J]. 郑州大学学报:工学版,2004,25(2): 54-58.  
MAO DA-LING, LIU LI-XIN, FAN LI. Cohesion and anchorage behaviors of 500Mpa reinforcements and design recommendations [J]. Journal of Zhengzhou University: Engineering Science, 2004, 25(2): 54-58.
- [5] 葛宏亮. 配置 HRB500 钢筋的框架中间层中间节点抗震性能试验研究[D]. 重庆:重庆大学,2007.
- [6] 王智勤. 配置 500MPa 钢筋对角斜筋小跨高比连梁抗震性能对比试验研究[D]. 重庆:重庆大学,2008.
- [7] 杨平安. 长期荷载作用下配置 HRB500 级钢筋混凝土受弯构件裂缝宽度及挠度试验研究[D]. 重庆:重庆大学,2009.
- [8] 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.
- [9] 韦锋. 钢筋混凝土框架和框架-剪力墙结构非弹性地震反应性态的识别[D]. 重庆:重庆大学,2005.
- [10] PANTAZOPOULOU S J, FRENCH C W. Slab Participation in Practical Earthquake Design of reinforced concrete frame [J]. ACI Structural Journal, 2001, 98(4): 479-489.
- [11] CEB-fib. Seismic design of reinforced concrete structures for controlled inelastic response-design concepts [M]. Comité Euro-international du Béton, Bulletin d' Information No. 240, Thomas Telford Ltd, 1998.
- [12] PANAGIOTAKOS T B, FADIS M N. Deformations of reinforced concrete members at yielding and ultimate [J]. ACI Structural Journal, 2001, 98(2): 135-148.

(编辑 王秀玲)