

文章编号:1000-582X(2008)11-1267-06

空间框架简化为平面模型的抗震分析

杨 红,高文生,王志军

(重庆大学 土木工程学院,重庆 400030)

摘 要:在 OpenSees(open system for earthquake engineering simulation)平台上,采用基于柔度法的纤维模型非线性梁柱单元有限元分析模型,以八度区二级规则抗震空间框架以及沿 x 向取出的平面框架为研究对象,将单向地震作用下的空间框架作为对比的桥梁,从整体和局部两个层次研究双向地震作用下空间框架、单向地震作用下平面框架的地震反应的相关性。结果表明,3 种模型的 x 向整体位移反应较为近似,按照传统方法提取平面模型代替空间框架的单向地震反应是可行的。框架局部反应差别较大,单向地震下平面框架是以梁铰为主的梁柱铰机构;双向地震下空间框架则以柱铰为主,柱端转角延性需求明显大于梁端,有形成层侧移机构的趋势,平面模型明显低估了空间框架柱的局部地震反应。

关键词:钢筋混凝土;空间框架;双向水平地震作用;非线性分析;纤维模型

中图分类号:TU311.3

文献标志码:A

The rationality of plane model simplifying three-dimension frame in seismic response analysis

YANG Hong, GAO Wen-sheng, WANG Zhi-jun

(College of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400030, P. R. China)

Abstract: A finite element model based on the flexibility-method and a fiber-section model of nonlinear beam-column elements was adopted within the OpenSees framework. A typical multistory reinforced concrete 3D frame designed in accordance with the Chinese building code and a representative plane frame parallel to the X-axis were used as examples. The relationships of the responses obtained from the plane and 3D models were studied by comparing global and local seismic responses of the frame, and by taking the responses of the 3D model under unidirectional earthquake action as a medium for comparison. Because the results show the global responses of the plane model are similar to those of the 3D model, it is reasonable to replace the 3D model with the plane model when examining global seismic responses. The local responses are evidently different. For the plane model under unidirectional action, numerous plastic hinges develop at the beam ends. Many more plastic hinges at column ends exist than in beams for the 3D model under bi-directional action. Column ductility demands obviously exceed those of beams. The frame tends to develop a column sway mechanism, implying that simplified plane analysis model significantly underestimates the seismic responses of the 3D frame column.

Key words: reinforced concrete; 3D Frame; bi-directional seismic action; nonlinear analysis; fiber model

收稿日期:2008-07-14

基金项目:教育部留学回国人员科研启动基金资助项目(教外司留 2007-1108)

作者简介:杨红(1969-),男,重庆大学副教授,博士,主要从事结构抗震方向的研究,(Tel)13452348127;

(E-mail) yangh@cqu.edu.cn.

欢迎访问重庆大学期刊网 <http://qks.cqu.edu.cn>

结构地震反应分析长期以来一直以平面模型为主,其原因除结构多维理论的研究进展缓慢等以外,单元力学模型难以充分模拟框架柱的双向压弯耦合是问题的关键。虽然上世纪80年代已从理论上证明,采用纤维模型(Fiber Section Model)可较真实地模拟柱子在双向弯曲和变化轴力作用下的非线性反应^[1],但直到近年随计算机硬件的飞速发展,以及钢筋混凝土结构非线性动力反应数值模拟手段的不断提高,对杆件数量不太多的空间框架进行非线性时程反应分析才成为可能。

平面分析模型假定结构某主轴方向的抗侧力构件仅承担该方向的地震作用,其惯例做法是从纵向跨数较多的整体空间框架中取出位于中部的某一榀典型平面框架,并将其分析结果用于代替原始空间框架的非线性反应规律。在此思路下,不但很多重要的抗震措施(例如“强柱弱梁”内力调整^[2-3])是通过平面非线性地震反应分析所取得,且目前国内外的大量抗震研究成果也仍是基于平面模型^[4]。其中一直未能给予澄清的重要问题是,简化的平面模型能否较好地代表三维整体结构的真实地震反应,显然这将直接影响到上述抗震措施、研究成果用于实际工程的效果。

实际结构的三维现状和地震动的多维分量特性决定了结构的地震响应在2个主轴方向上是相互耦合的^[5]。试验研究表明^[6-8],构件一个方向的损伤会对与之正交的另一方向的性能产生相当不利的影响,双向受力会加剧柱的强度衰减率和损伤,降低其承载力。因此,双向地震下,一方面柱的内力、变形需求增大,另一方面柱的承载力、延性能力却明显降低。因此,考虑双向地震能更真实地对结构的非线性地震反应给出合理评估。

现有技术水平仍难以实现基于纤维模型的大数量杆件框架结构的非线性地震反应模拟,若直接将跨数较少的空间框架的地震反应与相应的平面框架进行对比,则其结论显然无法真实反映传统平面框架提取方法存在的误差。因此,以三跨规则框架结构为例,一方面调整平面框架的提取方法;另一方面将单向地震下的空间模型作为平面模型、双向地震下空间模型之间的对比桥梁,即前一组对比是模型化方法改变、地震输入不变,后一组是模型不变、仅改变地震输入方式。分别考察三者的整体反应规律、局部反应,据此评估用平面模型代替空间框架的合理性。

1 框架的信息及分析方法

1.1 框架的基本信息

以图1所示八度区规则空间框架(以及从中取出的平面框架)为例,其原因是为了避免诸如结构空间不规则性、整体扭转等复杂因素对分析结果的干扰,同时考虑到分析程序的单元数容量限制。图1仅给出了第一层柱的配筋。框架严格按规范GB50011-2001和GB50010-2002进行设计,其设计基本地震加速度0.2g,抗震等级为二级,Ⅱ类场地,设计地震分组为第一组。梁、柱混凝土强度等级均为C30,板厚100mm,梁、柱纵筋为HRB335,横向钢筋及板筋采用HPB235。

由于研究中所设计框架沿2个主轴方向的跨数均较少,边榀、中间榀框架的地震反应差别较大,直接按前述传统方法提取平面框架显然缺乏代表性。将传统的平面框架提取方法进一步调整为:沿 x 向取出中间榀框架作为平面框架分析模型,为考虑边榀的影响,对所取平面框架的周期进行调整,使其周期与空间框架在这一方向上的周期相等,此操作实际上是通过调整该平面框架的从属面积宽度得以实现(即从图1中的7200mm调整为5826mm)。这一修正后的平面框架提取方法的本质是通过调整从属面积宽度达到减小平面框架的重力荷载代表值(即减小振动质量)的目的,框架刚度(或梁柱截面尺寸)不变,从而实现了对平面框架基本周期的调整(该空间框架 x 向的基本周期为0.96s,传统提取方法的平面框架的基本周期为1.03s)。这种调整的后果不仅改变了竖向荷载,更重要的是平面框架分担的水平地震惯性力也相应减小。这种方法可称为“质量调整法”。研究表明^[9],用这样的方法近似考虑边榀框架的影响是可行的。

1.2 非线性动力反应分析的主要技术条件

所有非线性地震反应分析均在OpenSees(open system for earthquake engineering simulation)平台上完成。OpenSees由PEER Center(太平洋地震研究中心)、加州大学伯克利分校等共同开发,其特点是具备丰富的分析材料、单元选项和强大的非线性求解功能^[10]。分析时,材料对象分别采用了基于Kent-Scott-Park的单轴混凝土模型^[11](Concrete02 Material)和基于Menegotto-Pinto的钢筋模型(Steel02 Material),混凝土、钢筋的材料本构模型特征参数均按平均值水准确定,以反映多数实际结构的反应状况。截面对象主要采用了能真实模拟柱子双向弯曲的纤维模型(fiber section);单元对象采用

基于柔度法的非线性梁柱单元 (force based nonlinear beam column element)^[12]。其中, 框架梁为 T 形或 L 形截面以考虑楼板的有利作用, 纤维划

分时梁两侧翼缘宽度各为 6 倍楼板厚 (板筋、板混凝土也划分为纤维)^[13]。其它有关分析模型的选取、各材料模型参数的具体取值可参见文献[9]。

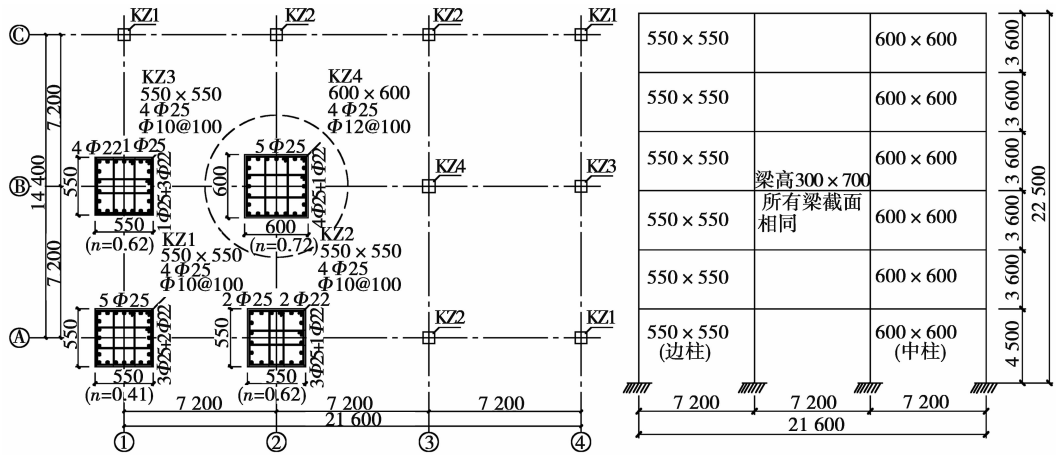


图 1 空间框架及取出的平面框架

1.3 双向地震波的输入方案

按规范 GB50011-2001 的建议, 地震动输入除表 1 的天然波外, 还拟合了一条人工波 (ACC00035), 各地震波均按 8 度罕遇水准 ($4.00 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$) 进行调幅。

如表 2 所示, 双向地震波在结构两主轴方向的输入方式采用“3 个相关输入、1 个相同输入”的方法, 其中, ACC00035 波和 USA00683 波输入时的峰值比是按规范 GB50011-2001 第 5.1.2 条的条文说明的建议取值进行调整; 另两组波则采用两分量的天然峰值比。

1.4 选取的分析对象

空间框架的双向地震反应结果较多 (如可沿 x 向输入较大分量, y 向输入较小分量; 也可沿 x 向输

入较小分量, y 向输入较大分量), 后文仅对框架在表 3 所述三种情况下的非线性地震反应 (x 向) 进行对比分析。在此需明确三点, 一是后面的对比结论仅适用于对双向地震下空间框架的某主轴上的单向反应进行评估, 而空间框架的双向地震反应通常在斜向达到最大, 但其最大斜向反应可通过 x 向、 y 向的地震反应按照某些近似方法进行估算^[14-15]。第二, 研究的空间框架在 x 向地震输入下的 y 向顶点位移最大值为 $2.01 \text{e} - 07 \text{ m}$, 层间位移角最大值为 $1.95 \text{e} - 08 \text{ rad}$, 均表明仅在 x 向输入地震波时该空间框架的 y 向反应非常小, 可忽略。第三, 这里暂不考察框架 y 向的地震反应, 是由于作者已有基于平面分析模型的“强柱弱梁”研究皆是三跨^[2], 它们与 x 向的结果更具可比性。

表 1 分析采用的实际地面记录基本资料 (天然波)

地震记录	地震名称	发震日期	震级	记录方向	PGA/($\text{cm} \cdot \text{s}^{-2}$)	持时/s	水平方向相关记录
USA00683	SAN FERNANDO	1971-2-9	6.6	S60W	220.69	36.38	USA00682
USA02755	MAMMOTH LAKES	1980-5-25	6.0	180	176.79	58.00	USA02757
USA00005	NORTHWEST CALIFORNIA	1951-10-7	5.8	N46W	109.506	55.87	USA00004

表 2 双向地震动的输入方案

地震动输入	较大分量	较小分量	两分量峰值比	备注
ACC00035 波输入	ACC00035	ACC00035	1:0.85	两方向输入同一分量
USA00683 波输入	USA00683	USA00682	1:0.85	两方向输入不同分量
USA02755 波输入	USA02755	USA02757	1:0.896	两方向输入不同分量
USA00005 波输入	USA00005	USA00004	1:0.93	两方向输入不同分量

表 3 各框架编号

框架编号	编号说明	地震动输入说明
KJ-X	双向输入下空间框架的 x 向反应	沿 x 向输入较大分量, y 向输入较小分量
K2	单向输入下空间框架的 x 向反应	只沿 x 向输入较大分量, y 向不输入
P2TM	按“质量调整法”在 x 向提取的中间榀平面框架的反应	沿平面框架输入较大分量

2 非线性地震反应分析及评价

2.1 整体反应

表 4 的最大顶点位移表明,空间框架单向输入下的 K2 与质量调整后的平面框架 P2TM、双向输入下的空间框架 KJ-X 的反应均较为相近。四组波输入下, P2TM、K2、KJ-X 的最大顶点位移平均值分别相差不超过 4.5%, 最大层间位移角相差不超过 3.5%。各组地震波单独作用下的最大顶点位移及层间位移角差异比平均值稍大, 其中差异最大的是 ACC00035 波的最大顶点位移(K2 与 KJ-X

相差达 13.4%)和 USA00005 波的最大层间位移角(P2TM 与 KJ-X 相差 11.0%)。图 2 给出了 USA02755 波、ACC00035 波的顶点位移时程, 结果表明 P2TM、K2、KJ-X 三者差别很小。可见, 罕遇地震作用下, 质量调整后的平面框架、单向输入下的空间框架、双向输入下空间框架的单向地震反应在时程前段非常相似, 主要原因显然是三种模型的基本周期一致; 而在时程的中段、后段虽然差异加大, 但仍有较为近似的振动规律, 这表明三种模型的各构件刚度退化规律有所差异, 但就楼层整体而言刚度退化的差异并不明显。

表 4 x 向最大位移反应对比

地震波	x 向顶点位移最大值/m			x 向层间位移角最大值/rad		
	P2TM	K2	KJ-X	P2TM	K2	KJ-X
USA02755	0.1300	0.1270	0.1300	1/108.1 (2)	1/109.5 (2)	1/107.5 (2)
USA00683	0.1295	0.1332	0.1236	1/111.1 (3)	1/113.9 (3)	1/114.3 (3)
USA00005	0.1040	0.1028	0.1031	1/141.7(2)	1/144.5(3)	1/159.3(3)
ACC00035	0.1203	0.1239	0.1092	1/125.0 (2)	1/137.4 (2)	1/122.9 (2)
平均	0.1209	0.1217	0.1164	1/120.1	1/124.5	1/123.2

说明:表中括号内数字表示最大层间位移角所在楼层号

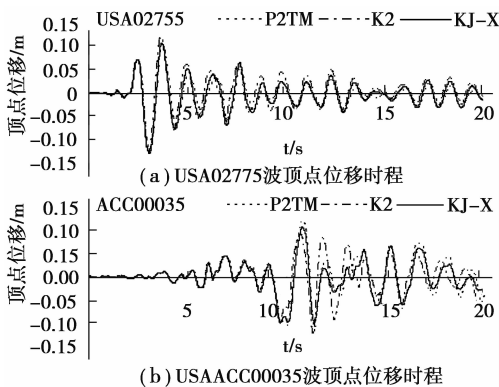


图 2 罕遇地震下平面及空间框架顶点位移时程

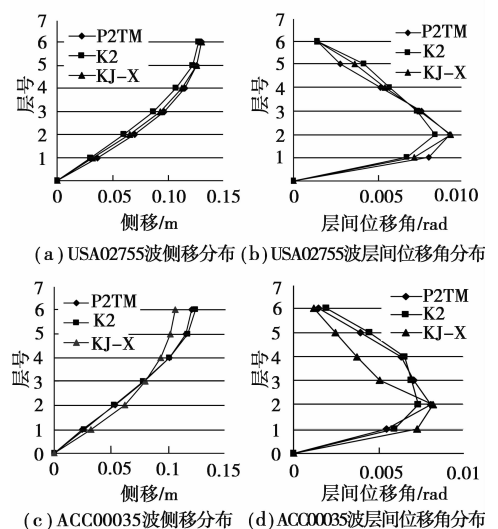


图 3 各层侧移分布、层间位移角分布

图 3 的各层侧移分布、层间位移角分布仅 ACC00035 波差别稍大。对层间位移角而言, K2 与 KJ-X 更为接近, 对各层侧移分布而言, K2 与 P2TM 更为接近。总体而言, 三者之间差别均不大。

综合前述对比结果, 将传统平面分析模型用于替代空间框架的单向整体位移反应是可行的。

2.2 塑性铰分布规律与梁、柱层累积转角

图 4 给出了 P2TM、K2、KJ-X 在 USA00683

波作用下的塑性铰分布图(其它三条波作用下的结果与其基本类似),综合四组地震波下的结果可以发现以下塑性铰分布总体规律:各平面框架均形成了比较典型的“梁柱铰”机构,梁铰出现较为普遍(特别是 1~3 层),多为双向屈服,塑性转动较大;柱铰相对较少,多为单向屈服。空间框架 KJ-X 在双向地震作用下(注意图 4 给出的仅是 x 向的塑性铰分布),柱端出铰明显多于梁端,且转动较大。

USA02755 波下在第二层所有柱上、下端几乎同时出铰,且出铰间隔大致在一秒内,有形成层侧移机构的趋势;梁端出铰不普遍,多为单向屈服,转动程度明显比柱端小。

空间框架 K2 在单向地震作用下,柱端塑性铰的数量、转动的程度均比 KJ-X 明显更小,其分布规律与 P2TM 较为一致;梁端出铰不如 P2TM 普遍,其分布与 KJ-X 较为一致。

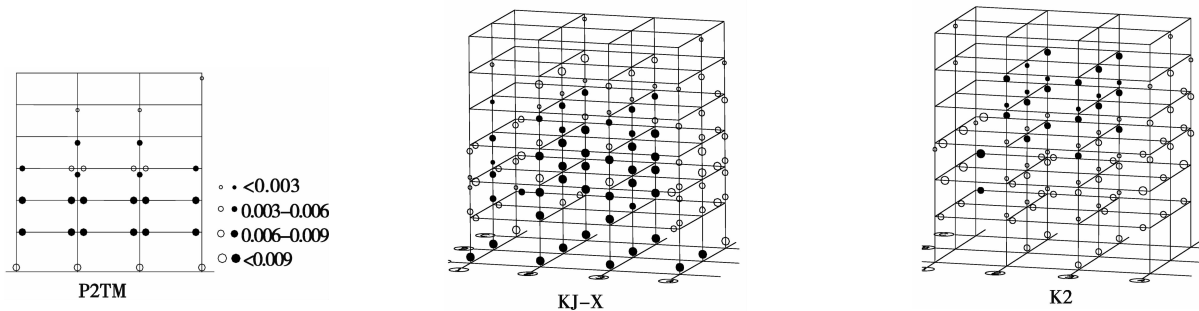


图 4 USA00683 波作用下的塑性铰分布
(注:空心圆表单向出铰、实心圆表双向出铰)

图 5 所示的 x 向梁、柱层累积转角可以从楼层的角度对杆端塑性铰转动规律进行评价。其中,“梁、柱层累积转角”的含义是在 x 方向上将各榀框架在同一楼层全部发生屈服的梁端、柱端的转角最大值(不区分正负,均取绝对值)分别进行累加,平面框架则是将中间榀和两个边榀框架的同层屈服梁端、柱端最大转角绝对值分别进行累加。

图 5 表明,就梁而言,P2TM 的层累积转角比 KJ-X、K2 大很多,且损伤主要集中在 1~3 层,这与前述塑性铰分布规律是一致的;KJ-X、K2 梁端转动非常接近,表明空间框架(KJ-X、K2)在结构模型不变的情况下,地震波采取单向输入和双向输入对梁端转动影响不大,这与梁仅单向弯曲的受力特点是相符的。对于柱,空间框架 KJ-X 的层累积转角较平面框架 P2TM 大很多。空间框架 K2 的梁、柱层累积转角基本介于 KJ-X 与 P2TM 之间,梁端与 KJ-X 非常接近,柱端与 P2TM 更接近。

表 5 中,“延性最大 30% 的平均”是指梁、柱端塑性铰分别按转角延性由大到小排序后,位于前 30% 的各转角延性的平均值,它体现了对梁、柱转角延性的较大需求。其结果同样表明,P2TM 的梁

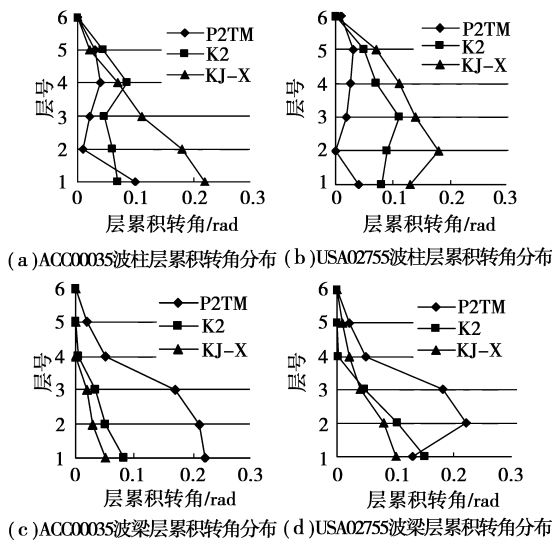


图 5 梁柱层累积转角分布

表 5 罕遇地震作用下平面及空间框架杆件延性需求

地震波编号	柱						梁					
	最大延性需求		延性最大 30% 的平均				最大延性需求		延性最大 30% 的平均			
	P2TM	K2	KJ-X	P2TM	K2	KJ-X	P2TM	K2	KJ-X	P2TM	K2	KJ-X
ACC00035	1.53	2.22	2.52	1.42	1.87	2.24	1.91	1.53	1.68	1.73	1.35	1.35
USA00005	1.21	1.58	2.01	1.09	1.32	1.78	1.78	1.34	1.33	1.59	1.25	1.27
USA00683	1.35	2.25	3.10	1.27	1.95	2.70	2.08	1.73	1.92	1.81	1.51	1.73
USA02755	1.58	2.17	4.59	1.40	1.96	4.31	2.12	1.77	1.98	1.96	1.60	1.84

3 结 论

1)就双向地震下空间框架的单向位移反应而言,传统平面模型与空间模型所得分析结果较为近似,用传统平面模型的分析结果代替空间框架的单向地震反应的做法是可行的。

2)罕遇地震下平面框架是较典型的以梁铰为主的“梁柱铰机构”,双向地震下空间框架柱铰数量明显多于梁铰,多为转动较大的双向屈服铰,且有同层所有柱上、下端同时出铰的层侧移趋势。平面模型明显低估了柱的局部地震反应。

3)单向地震下空间框架的整体反应与平面框架及双向地震下空间框架均非常相近。单向地震下空间框架的柱铰分布与平面框架类似,梁铰特征与双向地震下的空间框架类似,单向地震下空间框架的塑性铰分布介于前述两者之间。

4)平面框架的梁端层累积转角明显大于其它两者;柱端层累积转角是双向地震作用下的空间框架最大,单向地震下的空间框架基本处于中间。平面框架的梁端转角延性需求明显大于柱端,双向地震下空间框架的柱端非线性程度明显比梁端更深。

参考文献:

- [1] ZERIS C A. Three-dimensional nonlinear response of reinforced concrete building[D]. Berkeley: University of California, 1986.
- [2] 杨红,韦锋,白绍良,等. 柱增强系数取值对钢筋混凝土抗震框架塑性铰机构的控制效果[J]. 工程力学, 2005, 22(2): 23-30.
YANG HONG, WEI FENG, BAI SHAO-LIANG, et al. Effect of moment amplification factors of columns on controlling plastic hinge mechanism of RC frames [J]. Engineering Mechanics, 2005, 22(2): 23-30.
- [3] TESURO O, ZHAO Y G, TAKUYA I. Probabilistic evaluation of column overdesign factors for frames[J]. Journal of Structure Engineering, ASCE, 2000, 126(5): 605-611.
- [4] DOLCE M, PONZO F C. Non-linear seismic response of EC8 designed RC building structures[J]. Journal of Earthquake Engineering, 2002, 6(3): 357-373.
- [5] 易方民,高小旺,张维嶽,等. 高层建筑钢结构在多维地震输入作用下的反应[J]. 建筑结构学报, 2003, 24(3): 35-40.
YI FANG-MIN, GAO XIAO-WANG, ZHANG WEI-YUE, et al. Response of tall-building steel structure to multi-dimensional seismic action [J]. Journal of Building Structures, 2003, 24(3): 35-40.

- [6] 邱法维,李文峰,潘鹏,等. 钢筋混凝土柱的双向拟静力试验研究[J]. 建筑结构学报, 2001, 22(5): 26-31.
QIU FA-WEI, LI WEN-FENG, PAN PENG, et al. Quasistatic test research of reinforced concrete column under biaxial loading [J]. Journal of Building Structures, 2001, 22(5): 26-31.
- [7] 李宏男,王强,李兵. 钢筋混凝土框架柱多维恢复力特性的试验研究[J]. 东南大学学报, 2002, 32(5): 728-732.
LI HONG-NAN, WANG QIANG, LI BING. Experiments on characteristics of multi-dimensional restoring forces of reinforced concrete frame columns[J]. Journal of Southeast University, 2002, 32(5): 728-732.
- [8] PALLARES L, BONET J L, MIGUEL P F, et al. Experimental research on high strength concrete slender columns subjected to compression and biaxial bending forces[J]. Engineering Structures, 2008, 30(7): 1879-1894.
- [9] 陈剑. 考虑空间效应的 RC 框架地震反应规律及塑性耗能机构研究[D]. 重庆:重庆大学土木工程学院, 2003.
- [10] MAZZONI S, MCKENNA F, SCOTT M H, et al. Opensees users manual[R]. Berkeley: University of California, 2006.
- [11] SCOTT B D, PARK R, PRIESTLEY M J N. Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates[J]. ACI Structural Journal, 1982, 79: 13-27.
- [12] SPACONE E, FILIPPOU F C, TAUCER F F. Fiber beam-column model for non-linear analysis of RC Frames: part 1 formulation [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1996, 25(7): 711-725.
- [13] 杨红,吴晶晶,王志军. 模型化方法对钢筋混凝土框架地震反应的影响分析[J]. 地震工程与工程振动, 2008, 28(2): 20-28.
YANG HONG, WU JING-JING, WANG ZHI-JUN. Analyses of nonlinear models for the seismic responses of RC frames[J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2008, 28(2): 20-28.
- [14] MACRAE G A, MATTHEIS J. Three-dimensional steel building response to near-fault motions [J]. Journal of Structure Engineering, ASCE, 2000, 126(1): 117-126.
- [15] MACRAE G A, TAGAWA H. Seismic behavior of 3D steel moment frame with biaxial column[J]. Journal of Structure Engineering, ASCE, 2001, 127(5): 490-497.

(编辑 侯 湘)