

强柱系数基于结构易损性的抗震性能评估

周靖^{1,2}, 蔡健², 方小丹²

(1. 湘潭大学土木工程与力学学院, 湖南湘潭 411105;

2. 华南理工大学建筑学院土木系, 广东广州 510640)

摘要:增大柱端抗弯承载力是抗震“能力设计”措施中引导钢筋混凝土框架结构形成梁铰型有利耗能机构的关键措施。本文以6层确定性钢筋混凝土框架结构为分析对象,通过结构易损性分析评估了不同强柱系数取值对钢筋混凝土框架结构抗震性能的影响。结构易损性分析表明增大柱端抗弯承载力是改善结构抗震性能的有效措施,增大强柱系数提高了结构的变形能力,使不同破坏极限状态之间形成较大的“梯度”,对防止强烈地震作用下结构的突然倒塌提供了预示。结构易损性曲线对评估结构抗震性能、选用合适的目标强柱系数提供了量化标准。

关键词:强柱系数;易损性曲线;抗震;能力设计

中图分类号: TU352.1+1

文献标识码: A

文章编号: 1000-0844(2007)03-0207-06

Evaluation of Structural Fragility-based Seismic Performance for Strong Column Factors

ZHOU Jing^{1,2}, CAI Jian², FANG Xiao-dan²

(1. Department of Civil Engineering, Xiangtan University, Hunan Xiangtan 411105, China;

2. Department of Civil Engineering, South China University of Technology, Guangzhou 510640, China)

Abstract: Augmenting the flexural strength of columns in the seismic design of reinforced concrete (RC) moment resisting frames is a key measure among all the detailing procedures of capacity design, which induces the desirable beam sidesway mechanism for the structure to dissipate energy during a strong earthquake. The objective of this paper is to assess the influence of various strong column factors which is employed to perform seismic fragility analysis to the seismic performance of a 6-storey deterministic RC frame structure. Seismic fragility analyses indicate that augmenting the flexural strength of columns is an effective measure to improve seismic performance of RC frame structures. Increasing strong column factor improves the displacement capacity of structure and induces the biggish grads between the different damage limit states, which provide caution to prevent the abrupt collapse of structure during a strong earthquake. Seismic fragility curves provide the quantitative criterion for evaluating the seismic performance of structure and choosing appropriate target strong column factor.

Key words: Strong column factor; Fragility curve; Earthquake resistant; Capacity design

0 引言

强柱系数在我国建筑抗震设计规范(GB50011-2001,以下简称抗震设计规范)中称为柱端弯矩增

大系数 η_c ,在有些国外结构设计规范和文献中称为强柱系数或柱梁强度率^[1-2]。增大柱端抗弯承载力是“能力设计”措施中引导框架结构形成“强柱弱梁”

收稿日期:2006-12-14

基金项目:科技部重大基础研究前期研究专项(2004CCA03300)

作者简介:周靖(1974-),男,湖南沅江人,博士,主要从事结构抗震设计研究。

型有利耗能机构的关键措施。量化“能力设计”措施,评估框架结构的强柱系数与形成预期破坏极限状态间的概率关系是完善抗震“能力设计”方法的重要问题之一。Tetsuro^[1]采用等效线性法分析了目标强柱系数的“强柱弱梁”屈服机制的统计特性,发现如果考虑荷载和材料强度的不确定性,则需求的强柱系数要比目标强柱系数大很多;Dooley^[2]针对美国混凝土设计规范(ACI318-99),评估了钢筋混凝土(RC)框架结构不同强柱系数时结构位移需求超越位移能力的概率特性;袁贤讯^[3]从可靠度校准的角度分析了抗震设计规范(GBJ11-89)“强柱弱梁”和轴压比限值的概率意义,认为抗震规范中的强柱系数并不能有效地防止“柱铰机构”的形成;杨红^[4]通过非线性动力分析评估了抗震设计规范(GBJ11-89)中的强柱系数对 RC 框架结构在强震下形成塑性铰机构的控制效果;马宏旺^[5]采用可靠度理论分析了单个 RC 框架节点“强柱弱梁”设计的失效概率。

抗震设计规范中的能力设计措施基本能够较好地反映实际工程效果,但是其确定原则仍停留在半经验阶段,强柱系数缺乏定量的评价和量化的可靠性指标^[3-5]。由于地震作用和材料强度等不确定因素的存在,即使考虑柱端弯矩增大,依然存在梁端抗弯承载力大于柱端抗弯承载力的可能,抗震设计规范的措施只能适度减缓而不能避免结构柱端出现塑性铰。目前国内尚无相关文献介绍关于强柱系数与结构形成预期的破坏状态和地震动强度间的概率关系,本文通过结构地震易损性的分析,探讨强柱系数取值对 RC 框架结构抗震性能的影响。

1 结构地震易损性分析方法

结构地震易损性分析方法是目前地震工程中广泛应用的灾害评估方法之一^[6],对评定结构的地震安全性、抗震防灾以及建立基于可靠度的抗震设计方法有重要意义。从广义上讲,结构地震易损性分析包括建立地震动强度与结构破坏程度之间以及结构破坏程度与经济损失之间的关系两个方面的内容。地震工程中常说的地震易损性是指地震动强度与结构的破坏程度之间的关系。

结构的地震易损性常用易损性曲线来描述。易损性曲线是以某一地震动参数为自变量,建筑物损坏概率为因变量的曲线。易损性曲线中涉及三个参数:代表结构性能的结构反应 D ,即结构地震需求;破坏极限状态,或性能水平,即结构抗震能力 C ;地

震动强度指标 I 。地震易损性曲线给出了不同地震动强度时结构反应超过规定破坏极限状态的概率,即 $P_i(D > C | I = I_i)$ 。建立结构的地震易损性曲线的方法有两类:一是经验方法,二是理论分析方法。经验方法是按照结构的具体细部构造把结构分类,然后根据以往地震震害事例的统计结果分析出各细部构造对结构易损性的贡献。当震害资料缺乏时,就只能用理论分析方法。目前常用的理论分析方法是数值模拟法,通过产生大量的地震记录样本和随机结构样本进行动力时程分析,然后进行概率统计分析。

结构的地震易损性分析包括概率能力分析和概率地震需求分析。结构能力是表征结构抗震能力的一个广义物理量,不同的结构形式和不同的建筑材料可以采用不同的抗力参数,对结构楼层而言,可以是极限楼层位移、极限楼层位移延性、极限楼层剪力和楼层刚度等。能力分析就是确定对应于某个破坏极限状态(或者说性能水平)的界限值,通常将结构遭受地震后的破坏极限状态分为 5 级:基本完好、轻微破坏、中等破坏、严重破坏和倒塌。对不同的破坏极限状态需要定义相应的界限值,考虑结构本身的随机性界限值也应该是随机的。实际上结构本身的随机性相对于地面运动的随机性一般较小,因此有时也把界限值作为确定量。界限值的获得是基于地震中同类型结构的震害调查以及大量的试验数据。当震害资料和试验数据缺乏时,可以采用 Pushover 分析计算结构的抗震能力曲线,从而定义相应于不同破坏状态的界限值。

结构地震需求分析就是确定不同强度地震作用下,结构可能到达的最大反应,同样可以用极限楼层位移、极限楼层位移延性、极限楼层剪力和楼层刚度等物理参数来表征。概率地震需求分析首先需要估算或求得被研究建筑所处区域地震发生的危险性,危险性参数理论上可以是任何地震动参数,其要求是方便解释地震强度与建筑物损坏状态之间的关系,通常使用最大地表加速度峰值或最大地表速度峰值。确定了结构抗震极限状态和概率地震需求后,就可以建立不同地震动强度作用下,地震需求超越极限状态的条件概率。

2 强柱系数基于结构易损性的评估

建筑抗震设计规范中强柱系数措施就是在一定经济条件下,尽可能的减小超越安全极限状态形成“柱铰屈服”的概率。强柱系数虽只是结构抗震设计

中诸多调整修正系数之一,但其对结构体系的抗震性能的影响极大。采用不合适的强柱系数,柱端不仅可能提前出现塑性铰,而且有可能塑性转动过大而形成同层各柱上、下端同时出现塑性铰的“柱铰机构”(层侧移屈服机构),危及结构承受竖向荷载的能力,导致地震中结构的总体倒塌。强柱系数基于结构易损性的评估方法分析不同强柱系数时结构易损性曲线的特征,量化强柱系数取值对结构抗震性能的影响。

在用理论方法计算结构震害的研究中, Wen 等^[6]根据大量实际地震波作用下的结构反应统计出结构发生某种破坏状态的概率,并最终得到结构易损性曲线一般方法。基于这一基本思想,作者结合结构地震易损性分析方法的一般原理,考虑不同强柱系数对结构抗震性能的影响,给出了 RC 框架结构地震易损性分析的一般的流程,如图 1 所示。

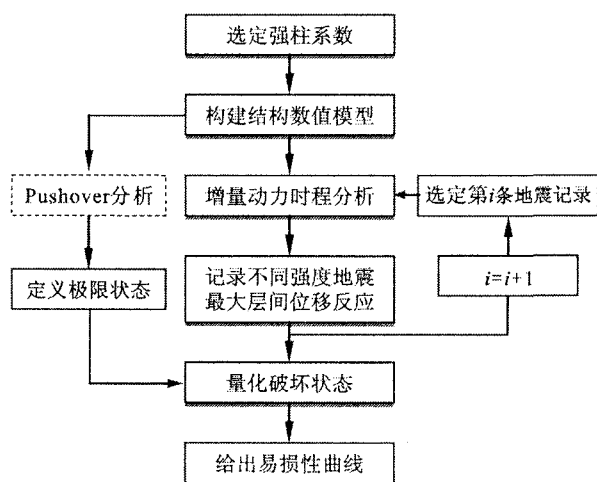


图 1 结构易损性分析流程

Fig. 1 Flowchart of the structural fragility analysis.

3 实例分析

3.1 分析框架结构设定

地震输入和结构本身都是随机变量,结构地震易损性分析时这些参数都宜采用随机变量的形式。本文为了简化介绍,仅以 6 层确定性 RC 框架结构为分析对象,评估不同强柱系数取值对其抗震性能的影响。分析框架结构采用 6 层规则二维 RC 框架结构,3 跨 6 层,跨度均为 6.0 m,层高均为 3.0 m;结构楼面恒(活)荷载 3.0(2.0) kN/m²,屋面恒(活)荷载 4.0(2.0) kN/m²,填充墙恒荷载 6.5 kN/m²;混凝土强度等级柱、梁、楼板均为 C35,梁、柱主筋 HRB335,箍筋 HPB235。

根据 Dooley^[2]的分析结论,单独增大框架柱的抗弯承载力(增大配筋率)比增大框架柱的抗侧刚度(增大柱截面)或同时增大框架柱的抗弯承载力和抗侧刚度对改变强柱系数、提高抗震效果更有效。因此,分析中只改变框架柱的配筋率来实现三种强柱系数的要求,框架梁的配筋和截面始终保持相同,而且各层均相同,梁截面尺寸和配筋如图 2 所示。根据混凝土设计规范(GB50011—2001)的要求,梁侧考虑楼板有效宽度和有效宽度内的受力钢筋。框架柱的截面尺寸各层相同,截面选定考虑两个因素,一是框架柱具有足够的抗弯承载力,控制配筋率在规范要求内;二是保持相对较小的轴压比。实际结构的柱一般轴压比大于 0.01,当轴压比逐渐增大(峰值段前)时对柱的抗震有利。根据此原则,柱配筋计算基本不考虑柱的轴向力(仅考虑设计轴压比为 0.01),以较不利的强柱系数进行性能评估分析。柱的配筋由需求抗弯承载力确定,而不是以柱截面的力学性能和轴向力确定。柱截面尺寸和配筋如表 1 所示,柱端需求抗弯承载力按下式计算:

$$M_c^e = \frac{1}{2} \eta_c [M_b^+ + M_b^-] \quad (1)$$

式中 M_c^e 为柱抗弯需求承载力,正向和反向相同; M_b^+ 为梁正向抗弯承载力,考虑楼板作用,按 T 型梁计算; M_b^- 为梁反向抗弯承载力,考虑楼板有效宽度内的钢筋面积。

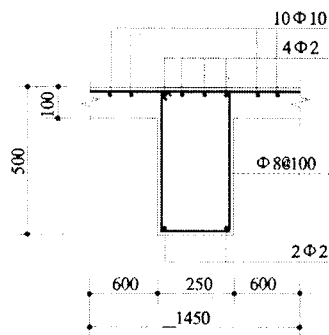


图 2 框架梁截面及配筋

Fig. 2 Dimension and reinforcement details for frame beams.

3.2 结构极限性能指标

结构极限性能标准以最大层间位移角为参数,极限性能指标不由 Pushover 分析求得,而是直接采用相关文献^[7-9]定义的标准。分析 3 种极限状态下的结构易损性,并假定结构抗震性能水平的层间位移角为来源于对数正态分布的平均,3 个极限状态的抗震性能水平如表 2 所示。

表 1 框架柱的需求抗弯承载力与配筋

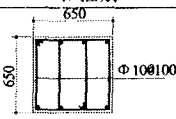
强柱 系数	边柱需求抗弯承载力与纵筋		中柱需求抗弯承载力与纵筋		截面尺寸 和箍筋
	/kN-m	一侧/mm ²	/kN-m	一侧/mm ²	
1.2	230.4	964	308.9	1 302	
1.6	307.2	1 295	411.8	1 746	
2.0	384.0	1 626	514.8	2 189	

表 2 极限状态性能标准

抗震性能标准	破坏状态	层间位移角 θ_c
可控损伤	可修复(轻微破坏)	1/150
非可控损伤	不可修复(中等破坏)	1/100
生命安全	严重破坏(严重破坏)	1/50

3.3 增量动力时程分析

非线性增量动力时程分析采用结构二维分析程序 IDARC2D^[10]进行;混凝土应力应变关系采用改进的 Kent-Park 模型^[11],受拉或受压钢筋采用双

线性应变硬化应力应变关系;动力分析考虑 5% 的系统阻尼和重力二阶效应;梁柱滞回规则采用三线型模型,考虑强度退化、刚度退化和捏拢滑移效应,各滞回参数按 IDARC2D 使用手册推荐设定。采用 8 条地震加速度记录(如表 3 所示)进行增量动力时程分析,加速度峰值等数列增加。针对每个强柱系数,RC 框架结构进行 160 (8×20) 次非线性动力分析。

表 3 分析中采用的地震加速度参数

编号	地震事件	日期	加速度峰值/cm·s ⁻²	观测台与分量	间隔/s	延时/s
1	唐山地震	1976-07-28	55.49	北京饭店观测点(南北分量)	0.010	15.0
2	唐山地震	1976-07-28	65.94	北京饭店观测点(东西分量)	0.010	15.0
3	Northridge	1994-01-17	1 744.53	Tar Tarzana(90°)	0.020	15.0
4	Northridge	1994-01-17	970.74	Tar Tarzana(360°)	0.020	15.0
5	Whittier	1987-10-01	397.48	Tar Tarzana(0°)	0.020	15.0
6	Whittier	1987-10-01	526.92	Tar Tarzana(90°)	0.020	15.0
7	Imperial Valley	1940-05-18	341.70	EI Centro(东西分量)	0.020	15.0
8	Loma prieta	1989-10-17	105.70	San Francisco, Cliff House(0°)	0.005	15.0

3.4 数据拟和分析

相应于每个强柱系数共求得 160 (8×20) 个对应的最大层间位移反应数据点,对 8 条地震作用下的最大层间位移平均结果进行对数线性回归分析,得到结构最大层间位移反应 u_d 与 PGA 的函数关系,如图 3 所示。强柱系数分别为 1.2、1.6 和 2.0 时结构位移反应与地震动强度间的回归函数依次为

$$\eta_c = 1.2 \quad \ln(u_d) = 1.404 \ln[(PGA) + 1.85] \quad (2)$$

$$\eta_c = 1.6 \quad \ln(u_d) = 1.225 \ln[(PGA) + 1.85] \quad (3)$$

$$\eta_c = 2.0 \quad \ln(u_d) = 1.082 \ln[(PGA) + 1.85] \quad (4)$$

结构最大层间位移反应的概率分布函数一般也为对数正态分布^[2],则超越极限性能水准的概率为

$$P_f = P_r(u_c/u_d \leq 1) \quad (5)$$

式中 u_c 为确定性极限状态性能位移水平, $u_c = \theta_c \cdot h$; u_d 为某确定地震加速度峰值时的最大层间需求位移。

当 u_c 和 u_d 都服从对数正态分布,对特定的失效概率 P_f 可由下式确定:

$$P_f(PGA) = \varphi\left(-\frac{\ln(u_c/u_d)}{\sqrt{\beta_d^2 + \beta_c^2}}\right) \quad (6)$$

式中 $P_f(PGA)$ 为某确定地震加速度峰值时超越极限状态的概率; β_c 、 β_d 分别代表能力不确定参数和需

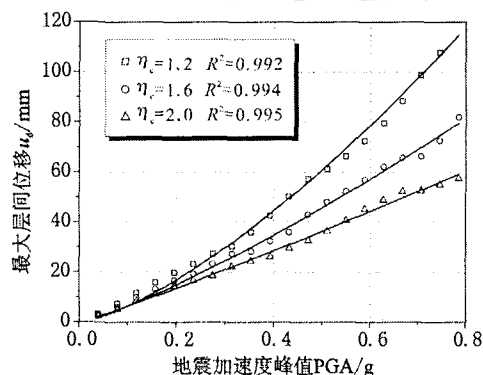


图 3 平均最大层间位移回归拟合

Fig. 3 Regression fit of mean maximal interstorey displacement.

求不确定参数,对以 PGA 为自变量^[12]的易损性曲线,可取 $\sqrt{\beta_d^2 + \beta_c^2} = 0.5$; φ 为标准正态分布

$$\varphi(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x \exp\left(-\frac{t^2}{2}\right) dt \quad (7)$$

将式(2)、(3)和(4)分别代入式(7),强柱系数分别为 1.2、1.6 和 2.0 时超越极限状态的概率函数依次为

$$\eta_c = 1.2$$

$$P_f(PGA) = \varphi\left[\frac{\ln(6.36(PGA)^{1.404}/u_c)}{0.5}\right] \quad (8)$$

$$\eta_c = 1.6$$

$$P_i(\text{PGA}) = \varphi \left[\frac{\ln(6.36(\text{PGA})^{1.225}/\bar{u}_c)}{0.5} \right] \quad (9)$$

$$\eta_c = 2.0$$

$$P_i(\text{PGA}) = \varphi \left[\frac{\ln(6.36(\text{PGA})^{1.082}/\bar{u}_c)}{0.5} \right] \quad (10)$$

3.5 分析结果的讨论

根据前面确定的超越极限状态的破坏概率函数,绘制不同强柱系数的易损性曲线如图4所示,不同损伤破坏程度时三种强柱系数的易损性曲线比较如图5所示。

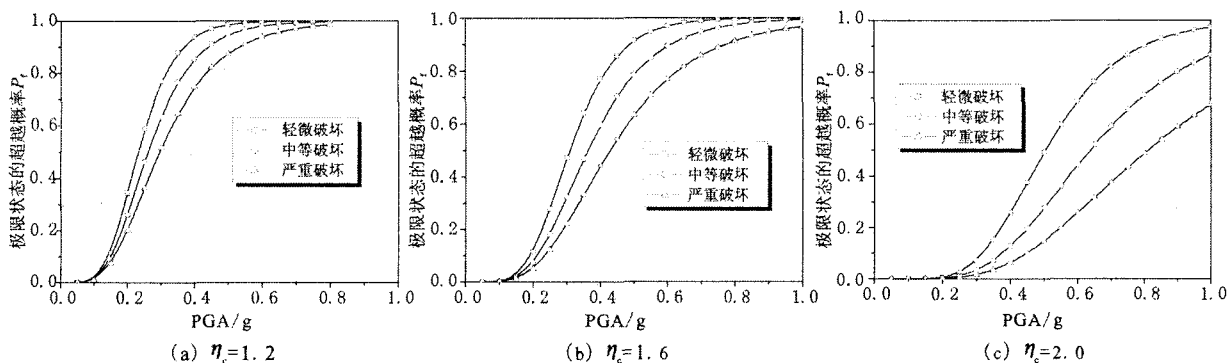


图4 不同强柱系数的易损性曲线

Fig. 4 Fragility curves of different strong column factors.

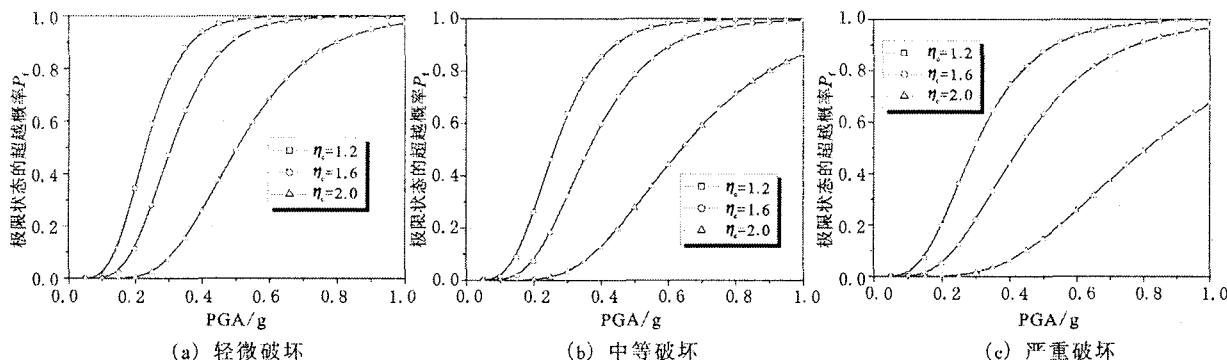


图5 不同破坏程度的易损性曲线

Fig. 5 Fragility curves of different damage levels.

由图4可知,当强柱系数较小时,不同极限性能水平的易损性曲线比较接近;而当强柱系数较大,不同极限性能水平的易损性曲线比较分散,这一现象与RC结构构件的“脆性破坏”和“延性破坏”现象有类似之处。这表明强柱系数是改善结构抗震性能的有效措施,增大强柱系数不但提高了结构的最大层间位移变形能力,而且使不同损伤极限状态之间形成了“梯度”,对防止地震作用下结构的突然倒塌提供有效的预示作用。

由图5可知,对相同的地震加速度峰值和损伤破坏程度,超越概率随强柱系数的增大而减小,这表明强柱系数越大,结构变形能力越大。对防止结构倒塌的严重破坏一级($\text{PGA}=0.4\text{ g}$),当强柱系数为2.0时,超越概率为6.3%;当为1.6时,超越概率为44.3%;当为1.2时,超越概率为74.8%。比较现行建筑抗震设计规范中强柱系数和本文分析采用的

强柱系数可知,以上数据说明抗震规范中的强柱系数并不能有效地防止“柱铰机构”的形成,而只是一种“梁—柱铰混合机构”的抗震设防思路。目前结构抗震设计具有“多级性”、“全面性”、“灵活性”已成为当前抗震设计发展的主流趋势,因此可以参照易损性曲线根据可以接受的超越概率选用合理的强柱系数,作为结构抗震设计的标准。

4 结语

通过结构地震易损性分析,探讨了不同强柱系数时6层RC框架结构的易损性曲线变化规律,量化了强柱系数与结构抗震性能之间的关系,得到以下几点结论:

(1) 增大框架柱柱端抗弯承载力是改善结构抗震性能,避免结构形成“柱铰机构”的有效措施。结构地震易损性曲线表明增大强柱系数不但提高了结

构的位移变形能力,而且使不同破坏极限状态之间形成了“梯度”,对防止强烈地震作用下结构的突然倒塌提供了预示。

(2) 建立在增量非线性动力时程分析基础上的结构易损性分析方法是有效评估 RC 框架结构强柱系数抗震可靠性能的方法,为量化强柱系数与结构损伤破坏之间的概率关系提供了参考。本文关于强柱系数的抗震性能评估结论可为结构抗震设计提供有益的参考。

【参考文献】

- [1] Tetsuro Ono, Zhao Y G, Ito Takuya. Probabilistic evaluation of column overdesign factors for frames[J]. Journal of Structural Engineering, 2000, 126(5):605-611.
- [2] Dooley K L, Joseph M Bracci. Seismic Evaluation of column-to-beam strength ratios in reinforced concrete frames[J]. ACI Structural Journal, 2001, 98(6):843-851.
- [3] 袁贤讯, 易伟建. 钢筋混凝土框架“强柱弱梁”及轴压比限值的概率分析[J]. 重庆建筑大学学报, 2000, 22(3):64-68.
- [4] 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): 155-161.
- [5] 马宏旺, 陈晓宝. 钢筋混凝土框架结构强柱弱梁设计的概率分析[J]. 上海交通大学学报, 2005, 39(5):723-726.
- [6] Wen Y K, Ellingwood B R, Bracci J. Vulnerability function framework for consequence-based engineering[R]. Mid-America Earthquake Center(MAE), Project DS-4 Report, 2004: 23-27, 49-77.
- [7] 蔡健, 周靖, 方小丹. 钢筋混凝土框架中震可修标准及简化抗震设计方法[J]. 地震工程与工程振动, 2006, 26(2):13-19.
- [8] 李应斌, 刘伯权, 史庆轩. 结构的性能水准与评价指标[J]. 世界地震工程, 2003, 19(2):132-137.
- [9] SEAOC, Version 2000. Performance based seismic engineering of buildings: conceptual framework [Z]. Sacramento: Structural Engineers Association of California, 1995
- [10] IDARC2D, Version 6.0. A program for the inelastic damage analysis of buildings-users guide[CP]. Buffalo: State University of New York at Buffalo, 2004.
- [11] Park R, Priestley M N J, Gill W D. Ductility of square-confined concrete columns[J]. Journal of Structural Engineering, 1982, 108(4):929-950.
- [12] HAZUS99. user's manual [M]. Washington D. C. : Federal Emergency Management Agency, 1999.
- [19] 余厚全. 利用双谱谱提取固井模式特征信息[J]. 测井技术, 2001, 24(6):410-414.
- [20] 蒋忠进, 林君, 陈祖斌. 双谱在可控震源地震信号预处理中对时延估计的应用[J]. 探测与控制学报, 2003, 25(2):58-61.
- [21] 蒋忠进, 林君, 陈祖斌. 三阶累积量在可控震源地震时间剖面中压制旁瓣的应用[J]. 地学前缘, 2003, 10(1):151-154.
- [22] 张浩, 赵正予, 谢树果, 等. 地磁脉动信号的双谱分析[J]. 武汉大学学报(理学版), 2001, 47(3):351-354.
- [23] 马志峰, 李金波. 山东苍山 5.2 级地震前十里泉电厂水汞异常特征[J]. 山西地震, 1999, (1):44-45.
- [24] Choi H I, Williams W J. Improved time-frequency representation of multicomponent signals using exponential kernels[J]. IEEE Trans on Acoust. Speech Signal Processing, 1989, 37: 862-871.

(上接 206 页)