

在役钢筋混凝土框架结构抗震性能评估

陈健云^{*1}, 温瑞智², 王宝峰¹

(1. 大连理工大学 土木工程学院, 辽宁 大连 116024;
2. 中国地震局 工程力学研究所, 黑龙江 哈尔滨 150080)

摘要: 对在役结构进行了易损性分析, 考虑后续使用期往往小于实际基准期的事实, 依据等超越概率原则给出不同后续使用期内地震作用参数的具体取值. 首先分析了场地土对地震动参数的影响, 在此基础上又考虑了抗力的随机时变性, 然后利用调整后的地震动参数对在役建筑物进行基于概率 Pushover 分析的结构易损性分析, 得出结构在不同的地震作用下, 结构失效概率随着后续使用年限的减少而增加的结论.

关键词: 在役钢筋混凝土框架结构; 地震动参数; 概率 Pushover 分析; 抗力概率密度函数; 失效概率

中图分类号: TU391 **文献标志码:** A

0 引言

结构可靠度研究目的在于使结构抗震设计理论与方法更合理. 从方法上讲, 在役结构的可靠性分析和拟建结构没有本质差别, 但其性能、环境都经历了一定的变化, 对结构功能和使用时间的要求也可能较设计阶段有所不同, 这一点使现有建筑物的可靠性分析具有很多与拟建结构不同的特点.

在役结构抗力效应与拟建结构的最大区别是抗力效应的下降, 已有许多学者对此进行了研究^[1,2]. 牛荻涛等^[3]提出了服役结构抗力的非平稳随机过程模型, 建立了预测抗力平均值和标准差的数学模型. 姚继涛等^[4]指出既有结构当前的抗力宜采用随机过程概率模型描述. 高小旺等^[5]通过考虑钢筋混凝土框架结构构件的各种不确定因素来综合推断钢筋混凝土框架结构层间屈服和极限变形的概率统计特征.

由于在役结构已经服役了一段时间, 对在役结构进行抗震安全性评估所采取的地震动有不同的确定原则. 目前常用方法有等烈度方法(对在役

结构后役期抗震安全性评估时采用当地的设防烈度)、等超越概率方法(无论在役结构后役期多长, 始终保持相同的超越概率)^[6].

欧进萍等^[7,8]综合考虑了地震烈度的随机性、地震动的随机过程性及其动力效应, 讨论了相应于设计基准期内结构随机地震作用的统计参数和概率分布. 本文在此基础上, 充分考虑在役建筑物的实际特点, 以及所处的实际环境, 进一步考虑建筑物在服役一段时间以后抗力和地震作用随时间的变化, 对在役结构进行抗震性能评估, 并比较其中的差别.

1 在役建筑物地震动参数

评估烈度是为了确定在役建筑物抗震评估用地震作用而规定的地震烈度, 相当于设计时的“设防烈度”. 在役结构的评估可以按照抗震风险评估中等超越概率原则确定抗震设防标准, 以确保结构在后续使用期内与原设计在设计基准期内具有同等的风险水平. 在役建筑物的评估基准期 T_a (即评估荷载基准期)可定义为后续使用期内小震烈度对应的重现期, 它是一个随后续使用期变化

收稿日期: 2009-04-05; 修回日期: 2011-01-20.

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(50978043); 地震行业科研专项资助项目(200808026); 教育部新世纪人才计划资助项目(NCET-06-0270).

作者简介: 陈健云*(1968-), 男, 教授, 博士生导师, E-mail: eerd001@dlut.edu.cn.

的量:

$$T_a = 1/(1 - 0.98^{N/t}) \quad (1)$$

式中: N 为设计使用期(a), t 为结构的后续使用期(a)。

由设计基准期内地震烈度的概率分布函数可推得任意评估基准期 T_a 内超越烈度 i 的概率,以基本烈度 I_0 表示,任意评估基准期 T_a 内超越烈度 i 的概率为

$$P(I > i | T_a) = 1 - \exp \left[-2.108 \times 10^{-3} \times T_a \left(\frac{12-i}{12-I_0} \right)^K \right] \quad (2)$$

利用上式可以求出某个场地在给定超越概率条件下任意评估基准期内的地震烈度 i 。

高小旺等的研究统计表明,在 50 a 设计基准期内地震烈度较好地符合极值 III 型分布,分布函数为^[9]

$$F_{III}(i) = \exp \left[- \left(\frac{\omega - i}{\omega - \epsilon} \right)^K \right] \quad (3)$$

其中 $\omega = 12$,为烈度上限值; ϵ 为众值烈度,在一定时期内超越概率为 $1 - e^{-1} = 0.632$ 的烈度; K 为形状参数,确定方法及取值见文献^[10]。

地震影响系数最大值 α_{\max} 与地震烈度的关系可表示为

$$\alpha_{\max} = 10^{(I' \lg 2 - 2.76)} \quad (4)$$

式中: I' 为与后续使用期内的评估烈度相对应的众值烈度或罕遇烈度。

在地震工程中地震动空间分布一般是用对应于基岩的地震动参数衰减关系得到的,针对场地条件对设计地震动的影响,李小军^[11]给出了如下调整公式:

$$A = A_g K_{ai}, T_{0i} = 0.1 + \Delta T_{0i}, T = T_g + \Delta T_{gi} \quad (5)$$

式中: A_g 、 T_g 代表基岩场地的地震动反应谱参数, K_{ai} 、 ΔT_{0i} 和 ΔT_{gi} 是不同场地的反应谱调整系数,具体值参考文献^[11]。

2 基于概率 Pushover 分析的结构体系抗震可靠度评估

2.1 在役结构的抗力衰减模型

随时间变化的抗力不确定性可分为材料性能的不确定性、几何参数的不确定性和计算模式的不确定性。本文通过不同发生概率的抗力曲线(能

力曲线)表示结构抗力的随机性。

抗力随机过程模型可表示为

$$R(t) = K_p R_p(t) \quad (6)$$

$$R_p(t) = R[f_{mi}(t), a_i(t)] \quad (7)$$

式中: K_p 为描述计算模式不确定性的随机变量; $R_p(t)$ 为结构的计算抗力,由 Pushover 分析确定; $f_{mi}(t)$ 和 $a_i(t)$ 为第 i 种材料的性能和几何参数,是时间 t 的函数,本文指的是混凝土和钢筋这两种材料的时变规律^[12,13]。

通过结构可靠度的灵敏度分析,可得到影响结构抗力的 m 个主要随机影响因素 A_i ($i = 1, 2, \dots, m$)^[14]。将主要影响因素 A_i 的概率空间离散为 n 个子空间,离散事件 A_{ij} ($j = 1, 2, \dots, n$) 出现的概率为 $P(A_{ij})$,在影响参数为确定性的 a_{ij} 时, a_{ij} 对应结构体系抗力的概率为 $P(a_{ij})$ 。在分析过程中如果分别代入结构使用期为 t 时的结构抗力参数,则可求出结构体系在使用期为 t 时的抗力。

由于在役建筑物的抗力随服役时间变化,本文采用非平稳随机过程模型描述在役建筑物的抗力,并假定在役建筑物的抗力服从对数正态分布,任意时刻 t 抗力 $R(t)$ 的概率密度函数可以表示为

$$f_{R(r,t)} = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\beta} \exp \left[- \frac{(\ln r - \alpha)^2}{2\beta^2} \right] \quad (8)$$

其中 α 和 β 为参数,由抗力 $R(t)$ 的平均值 $\bar{R}(t)$ 和标准差 σ 确定。

钢筋混凝土框架结构层间屈服和极限变形的概率统计分析,需要收集大量的试验资料,或考虑各种随机因素,针对不同参数取值进行大量计算分析得到不同破坏状态变形指标等参数的概率统计特征^[5]。

在目前的研究水平下,考虑目前多因子模型研究的广度和深度的不足,加上问题本身存在的客观复杂性、困难性,本文以指数型模型为基础,对抗力的衰减考虑结构所处环境中各种因素的影响,从总体上进行折减。

文献^[15]指出对于抗力均值的衰减模型,采用 3 种已有模型得到的计算结果将基本吻合,抗力均值采用的指数型衰减函数表达为^[15]

$$\bar{R}(n) = a(n, k) \bar{R}_0 = \exp \left(-k \frac{n}{T} \right) \bar{R}_0 \quad (9)$$

衰减函数中 $a(n, k)$ 可视为以 a 为单位的结构抗力的确定性衰减函数,可通过设计使用年限 T 与

已使用年限 n 来确定, 参数 $k = -\ln a(T)$, 一般取 $T = 50$ a; \bar{R}_0 指初始结构构件抗力的均值; $\bar{R}(n)$ 指在役结构构件当前抗力的均值。

假设抗力衰减函数的方差随时间呈线性增长, 设新建结构的方差为 $\sigma(R_0)$, 既有结构当前的方差为 $\sigma(R(n))$, 且 $\sigma(R_0) \leq \sigma(R(n))$, 则任意时间 n 的 $\sigma(R(n))$ 可按线性插入法确定^[2]:

$$\sigma(R(n)) = \sigma(R_0) + \alpha \times n \quad (10)$$

$$\alpha = \frac{\sigma(R(n)) - \sigma(R_0)}{n} \quad (11)$$

2.2 随机需求谱模型

Pushover 分析方法的需求谱曲线由规范反应谱确定, 本文通过随机地震作用模型描述需求谱曲线的随机性。

确定性烈度下的随机地震作用符合极值 I 型分布, 概率分布函数表示为

$$P(f | i = j) = \exp \{-\exp[-a(f-b)]\} \quad (12)$$

其中分布参数 a, b 按下式计算:

$$a = \frac{\pi}{\sqrt{6}} \frac{1}{F_j V_{F_j}}, b = \bar{F}_j (1 - 0.45 V_{F_j}) \quad (13)$$

确定性烈度下的随机地震作用的均值和变异系数分别表示为

$$\bar{F}_j = \bar{\alpha}_j \bar{G}_j, V_{F_j} = \sqrt{V_{\beta}^2 + V_g^2 + V_d^2} \quad (14)$$

其中 $\bar{\alpha}_j$ 是烈度 j 下的随机地震作用影响系数的均值, 可按现行规范调整后的值来确定; \bar{F}_j 和 V_{F_j} 取值参见文献[7]。

2.3 在役结构可靠度极限方程

以结构总体破坏指标建立的结构可靠度分析极限状态方程为

$$Z = R(t) - S(t) \quad (15)$$

式中: $R(t)$ 是结构抗力; $S(t)$ 指荷载。

结构体系的失效概率按下式求得:

$$P_f = P(Z \leq 0) = \int_0^{+\infty} \left[\int_{r_s}^{+\infty} f_{S_s}(s) ds \right] f_{R_s}(r) dr \quad (16)$$

3 计算实例

某市一 9 层钢筋混凝土框架结构, 设计基准期是 50 a, 采用三跨平面计算模型, 边跨 4.2 m, 中跨 6.6 m, 建筑物高度为第 1 层 4.5 m、第 2~8 层 3.3 m、顶层 4.2 m。构件几何尺寸、混凝土等级如表 1 所示。该结构中梁柱的纵向钢筋为 II 级, 箍筋为 I 级。建筑地点设防烈度为 7 度、II 类场

地, 设计地震分组为第 1 组。在 2~9 层上每个节点有竖直向下作用的集中恒荷载 7.50 kN; 2~8 层的边跨 A-B、C-D 作用分布荷载 -26.80 kN/m, 9 层是 -30 kN/m; 2~9 层的中跨 B-C 作用 -5.25 kN/m; 2~8 层中跨的 1/3 和 2/3 处作用集中荷载 -9.64 kN, 顶层是 -10.8 kN。

表 1 结构构件参数

Tab. 1 Structure component parameters mm

层数	边柱	边梁	中梁	中柱
1	550×600 (C40)	250×500 (C40)	250×700 (C40)	600×800 (C40)
2	550×600 (C40)	250×500 (C40)	250×700 (C40)	600×800 (C40)
3	500×600 (C35)	250×500 (C40)	250×700 (C35)	600×800 (C40)
4	500×600 (C35)	250×500 (C40)	250×700 (C35)	500×700 (C35)
5	500×600 (C30)	250×500 (C35)	250×700 (C30)	500×700 (C30)
6	500×600 (C30)	250×500 (C35)	250×700 (C30)	500×700 (C30)
7	500×600 (C30)	250×500 (C35)	250×700 (C30)	500×700 (C30)
8	500×600 (C30)	250×500 (C35)	250×700 (C30)	500×700 (C30)
9	500×600 (C30)	250×500 (C35)	250×700 (C30)	500×700 (C30)

3.1 基于地震动等超越概率的不同后续使用期内结构地震动响应

通过 Pushover 方法对结构在不同评估烈度所对应的多遇和罕遇地震下结构在不同后续使用期内的地震反应进行了计算, 最大层间位移角 θ_{\max} 的计算结果如表 2 所示。

表 2 不同后续使用期内性能点的最大层间位移角

Tab. 2 The maximum inter-story drift angle at various re-services term of the performance point

t/a	θ_{\max}					
	7 度		8 度		9 度	
	多遇	罕遇	多遇	罕遇	多遇	罕遇
10	1/4 167	1/158	1/1 061	1/71	1/242	1/35
20	1/2 008	1/104	1/596	1/53	1/156	1/35
30	1/1 393	1/84	1/408	1/35	1/120	1/35
40	1/1 095	1/74	1/321	1/35	1/100	1/35
50	1/525	1/67	1/228	1/35	1/97	1/35

从表 2 中可看出, 尽管随着使用年限的增加, 结构的抗力不断衰减, 但是按照等超越概率原则所承受的地震动也降低了, 因此随着后续使用年限的缩短, 性能点的位移反应反而不断减小。

从分析结果中可以看出:

(1) 对应于 7 度设计烈度条件下, 多遇地震作用下楼层内最大弹性层间位移的最大值小于规范中规定的弹性层间位移角限值 $1/550$, 满足规范中的要求, 说明结构随着后续使用期的缩短, 仍然满足规范规定的抗震变形验算; 罕遇地震下结构薄弱层处的弹塑性层间位移的最大值仍然小于规范中规定弹塑性层间位移角限值 $1/50$, 满足罕遇地震下薄弱层处的弹塑性变形计算。

(2) 对应于 8 度设计烈度条件下, 多遇和罕遇地震作用下结构早期基本不满足规范中的层间位移角限值, 随着后续使用期的缩短结构的层间位移逐步减小, 后 20 a 内满足规范规定限值, 这是因为虽然结构抗力随着使用年限减少逐渐降低, 但是结构遭遇的地震作用也是同时相当于减小的。

(3) 对应于 9 度设计烈度条件下, 多遇地震作用下弹性层间位移大于规范限值, 但结构仍处于“中震可修”的状态; 在 9 度罕遇地震作用下, 弹塑性层间位移值基本保持不变, 结构处于完全毁坏状态。

3.2 结构体系的失效概率和易损性曲线

本文分别针对等烈度和等超越概率两种情况对结构的失效概率进行了比较研究, 所采取的震害等级划分如表 3 所示, 其中 θ_e 为规范中弹性层间位移角限值。不同破坏等级对应的易损性曲线如图 1 所示。经计算得出的抗力时变函数随着后续使用期的减少表现出的衰减系数如图 2 所示。

表 3 结构的震害等级划分

Tab. 3 Damage levels of structures

震害等级	量化指标
基本完好	$< \theta_e$
轻微破坏	$\theta_e \sim 2\theta_e$
中等破坏	$2\theta_e \sim 4\theta_e$
严重破坏	$4\theta_e \sim 10\theta_e$
毁坏	$> 10\theta_e$

比较图 3、4 可以看出:

(1) 按等超越概率方法计算的各个破坏状态下的失效概率, 除对应于 9 度设计烈度情况下的轻微破坏和中等破坏的易损性随后续使用年限有增大趋势外, 其余情况下基本上随着后续使用年限的减小而减小的, 且随着破坏状态的加剧失效概率减小的趋势逐渐变缓。但是按等烈度方法计算的各个破坏状态下的失效概率, 趋势正好相反, 大致是随着后续使用年限的减小而增大。

(2) 等烈度方法计算出的各个破坏状态下的失效概率大于等超越概率方法计算的结果, 考虑抗力衰减与按等烈度方法计算的各个破坏状态下的失效概率结果最大, 抗力不衰减与按等超越概率方法计算的结果最小, 本文采用的考虑抗力衰减与按等超越概率方法计算的结果处于中间位置, 因为等烈度方法实际上是把在役结构评估基准期等同于结构设计基准期, 当在役结构后役期小于结构设计基准期时, 结构的抗震风险水准将会提高, 年超越概率同样得到提高; 而等超越概率方法是无论在役结构在役期或者后役期有多长, 它始终保持相同的超越概率, 实际上它保持的是与设计结构相同的抗震风险水平。

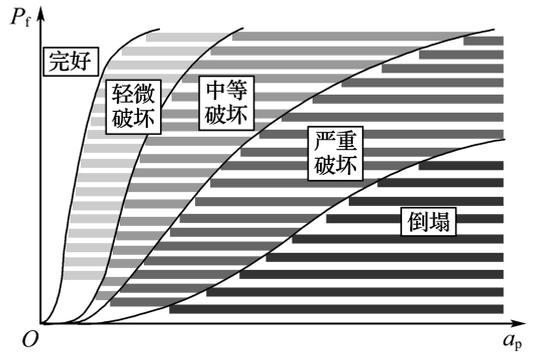


图 1 不同破坏状态的易损性曲线

Fig. 1 The vulnerability curves under different damage states

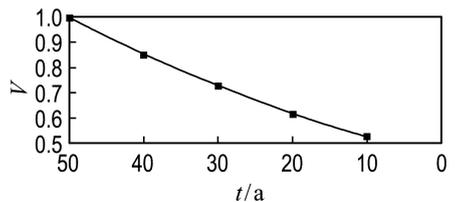


图 2 抗力时变曲线

Fig. 2 Time-varying resistance curve

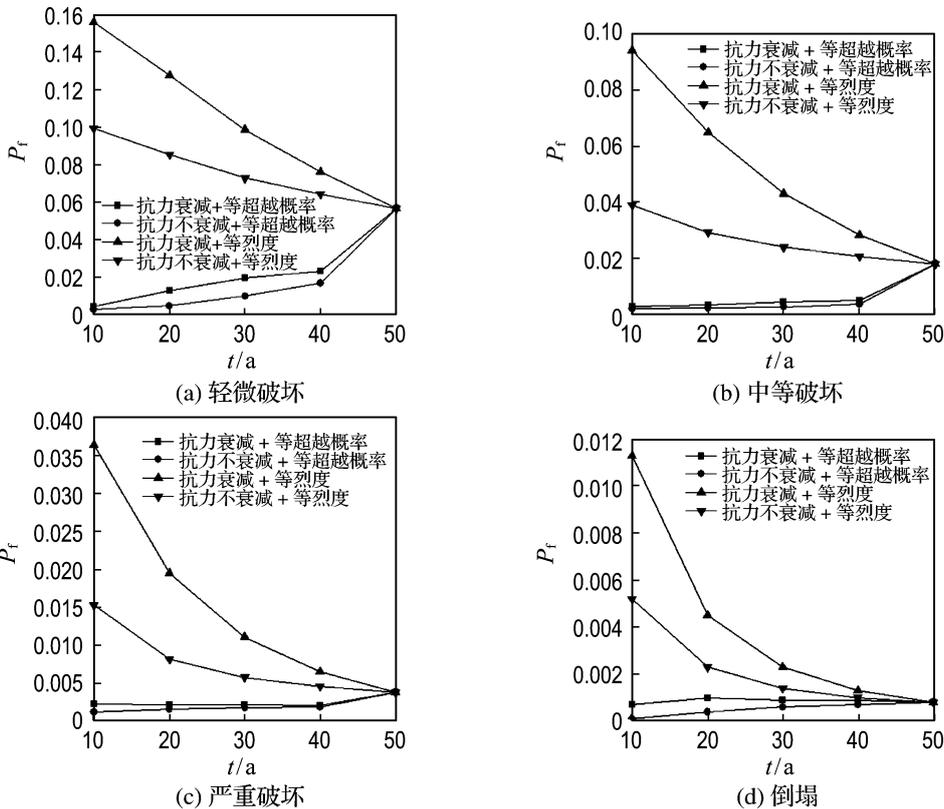


图 3 7 度地震下各组合反应不同破坏状态的比较

Fig. 3 The comparison of the different damage states with 7 degree earthquake response of different combinations

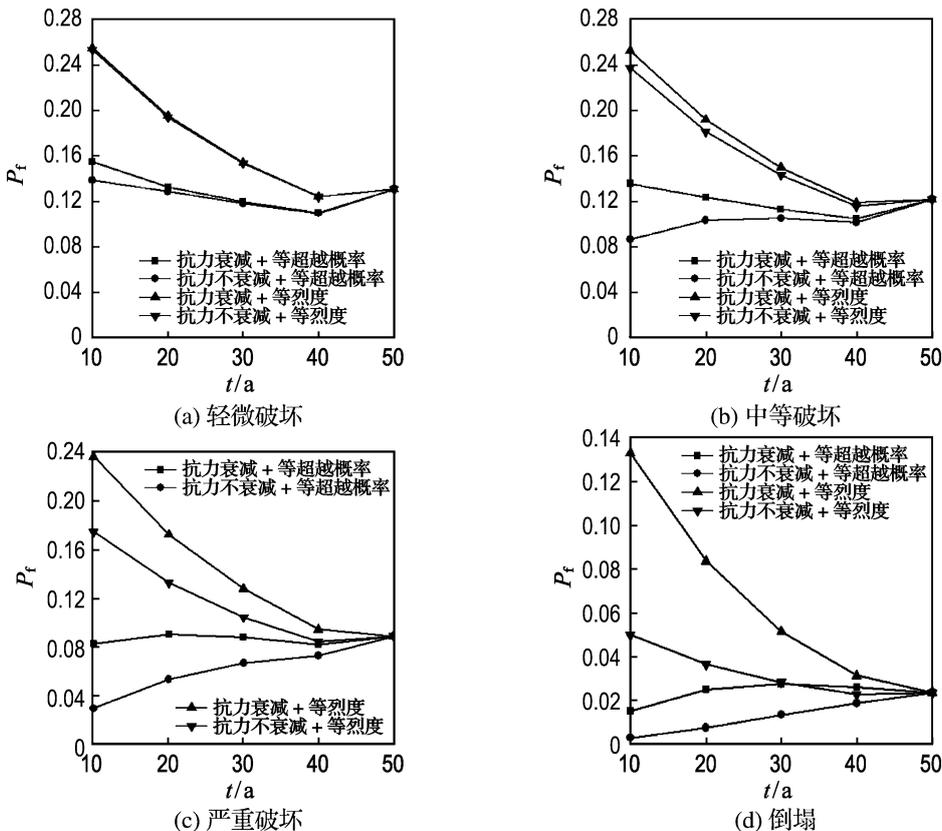


图 4 9 度地震下各组合反应不同破坏状态的比较

Fig. 4 The comparison of the different damage states with 9 degree earthquake response of different combinations

4 结 论

(1)通过结果数据分析比较了等超越概率方法和等烈度方法的不同,并且结合是否考虑抗力的衰减,对4种不同的分析组合进行了比较,得出的结果可作为以后对建筑结构抗震评估的参考依据,但是抗力衰减是很复杂的,本文与实际情况相比对其进行了很大的简化,因此如何考虑实际结构的具体情况,对在役结构进行更为准确的计算,仍需更多努力。

(2)在对在役结构的抗震性能评估中,应充分考虑场地土对地震动参数的影响,并据此做出适当的调整,同时要充分考虑到在役结构的后续使用期小于设计使用期这一实际情况,使得分析结果更加接近实际情况。

参考文献:

- [1] 贡金鑫,赵国藩. 考虑抗力随时间变化的结构可靠度分析[J]. 建筑结构学报, 1998, **19**(5):43-51
- [2] 张耀华,王铁成,杨建江. 考虑抗力时间衰减既有结构可靠度分析[J]. 山东农业大学学报, 2006, **37**(3):429-435
- [3] 牛荻涛,王庆霖,董振平. 服役结构抗力概率模型及统计参数[J]. 西安建筑科技大学学报, 1997, **29**(4):356-359
- [4] 姚继涛,刘金华,吴增良. 既有结构抗力的随机过程

- 概率模型[J]. 西安建筑科技大学学报, 2008, **40**(4):445-449
- [5] 高小旺,沈聚敏. 钢筋混凝土框架房屋不同破坏状态的抗震可靠度分析[J]. 建筑科学, 1993(1):3-10
- [6] 丁伯阳,赵冬,李通坤,等. 在役结构后役期的设防烈度探讨[J]. 地震学报, 2005, **27**(6):677-681
- [7] 欧进萍,段宇博,刘会议. 结构随机地震作用及其统计参数[J]. 哈尔滨建筑工程学院学报, 1994, **27**(4):1-10
- [8] 欧进萍,侯纲领,吴斌. 概率 Pushover 分析方法及其在结构体系抗震可靠度评估中的应用[J]. 建筑结构学报, 2001, **22**(6):81-86
- [9] 高小旺,鲍霭斌. 地震作用的概率模型及其统计参数[J]. 地震工程与工程振动, 1985, **5**(1):13-22
- [10] 李亚琦. 中国地震危险性特征区划[D]. 哈尔滨:中国地震局工程力学研究所, 1999
- [11] 李小军,彭青,刘文忠. 设计地震动参数确定中的场地影响考虑[J]. 世界地震工程, 2001, **17**(4):34-41
- [12] 牛荻涛,王庆霖. 一般大气环境下混凝土强度经时变化模型[J]. 工业建筑, 1995, **25**(6):36-38
- [13] 牛荻涛,王庆霖,王林科. 一般大气环境混凝土中钢筋锈蚀量的估计[J]. 工程力学, 1997, **14**(1):92-99
- [14] 王春光,石永久,王元清,等. 结构可靠度计算中的敏感性因素分析[J]. 清华大学学报(自然科学版), 2000, **40**(6):108-111
- [15] 李桂青,李秋胜. 工程结构时变可靠度理论及其应用[M]. 北京:科学出版社, 2001

Seismic performance evaluation of existing reinforced concrete frame structures

CHEN Jian-yun^{*1}, WEN Rui-zhi², WANG Bao-feng¹

(1. School of Civil Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China;
2. Institute of Engineering Mechanics, CEA, Harbin 150080, China)

Abstract: The seismic vulnerability of existing structures was studied. Considering the fact that the residual life is usually shorter than the reference period, the parameters of earthquake action at various re-service term are given based on the equal exceeding probability principle. Firstly, the impact of different soil conditions on ground motion parameters was analyzed, and the stochastic time-dependent characteristics of resistance were taken into consideration, then the seismic ground motion parameters were adjusted. Furthermore, using these parameters the seismic vulnerability analysis of existing structures was done based on the probability Pushover analysis. The results show that the failure probability of structures increases with the decrease of residual life.

Key words: existing reinforced concrete frame structures; seismic ground motion parameters; probability Pushover analysis; function of resistance probability density; failure probability