

文章编号: 0253-3782(2006)03-0284-11

# 考虑设计地震分组的强度折减系数的研究<sup>\*</sup>

翟长海<sup>1),\*</sup> 谢礼立<sup>1, 2)</sup>

1) 中国哈尔滨 150090 哈尔滨工业大学土木工程学院

2) 中国哈尔滨 150080 中国地震局工程力学研究所

**摘要** 强度折减系数既是基于强度的抗震设计中确定设计地震力的关键因素, 又是基于性态的抗震设计理论中确定非弹性反应谱的主要依据. 本文结合我国抗震设计反应谱的形式和特点, 应用 823 条国内外水平向地震记录(充分利用了我国取得的强震记录), 给出了一种考虑设计地震分组和场地类别的强度折减系数模型, 研究了结构周期、延性、场地类别、设计地震分组、震级、震中距等因素对强度折减系数的影响. 结果表明: 场地条件对强度折减系数的影响是不可忽略的, 特别是对延性较大的短周期结构更应注意场地条件的影响; 设计地震分组是影响强度折减系数的一个重要因素, 在应用我国规范设计反应谱构造非弹性反应谱所用的强度折减系数必须考虑设计分组的影响; 震级对强度折减系数的影响较小; 如不考虑近场大脉冲地震记录的影响, 震中距对强度折减系数的影响是可以忽略的.

**关键词** 强度折减系数 场地类别 设计地震分组 地震记录 回归分析

中图分类号: P315.9 文献标识码: A

## 引言

强度折减系数定义为结构保持完全弹性所需要的最低强度与结构达到给定延性所需要的屈服强度之比, 其目的是为了反映结构非弹性耗能(或非弹性滞变特性)引起的地震力的折减. 强度折减系数既是基于强度的抗震设计中确定设计地震力的关键因素, 又是基于性态的抗震设计中确定非弹性反应谱的主要依据. 强度折减系数的研究对于完善和发展抗震设计理论, 提高工程结构的安全性和经济性, 以及深入了解地面运动的性质具有重要意义.

强度折减系数比较早的研究应归于 20 世纪 70 年代 Newmark 和 Hall(1973)给出的著名“等能量原理”和“等位移原理”, 这项成果对于以后强度折减系数研究具有重要的影响. 此后, Riddell 和 Newmark (1979)(这项研究第一次采用了真实记录进行非弹性反应谱的统计分析)、Elghadamsi 和 Mohraz(1984)(第一次考虑了场地条件对强度折减系数的影响)、Nassar 和 Krawinkler(1991)、Miranda(1993)等提出了各种形式的强度折减系数模

\* 国家自然科学基金项目(50538050, 50420120133)和黑龙江省自然科学基金重点项目(ZJG03-03)资助.  
2005-05-30 收到初稿, 2006-03-07 决定采用修改稿.

\* 通讯作者. E-mail: zch-hit@hit.edu.cn

型, Miranda 和 Bertero(1994)对 1994 年以前的研究成果进行了系统地总结. 近年来, 基于性态的抗震设计理论的出现, 使得强度折减系数的研究又一度成为研究的热点问题之一 (Fajfar, Vidic, 1994; Chai, Fajfar, 1998; Ordazi, Rez-Rocha, 1998; Kappos, 1999; Lee *et al*, 1999; Borzi, Elnashai, 2000; Zhu, Ni, 2000; Cuesta, Aschheim, 2001; 卓卫东, 范立础, 2001; Tiwari, Gupta, 2003). 值得注意的是, 现有的强度折减系数模型并未反映中国设计反应谱的特点(如中国的场地分类标准及设计地震分组概念等), 也未反映中国地面运动特征, 因此, 在我国直接应用这些强度折减系数模型构造非弹性反应谱必有一些不妥之处, 很有必要根据我国设计反应谱的具体特点, 充分利用我国取得的强震记录, 建立适合我国规范构建非弹性设计谱的强度折减系数模型. 国内有些学者(钱稼茹, 罗文斌, 2001; 王威, 2002)也已经意识到这个问题.

本文应用大量强震记录, 给出了一种新的考虑设计地震分组和场地类别的强度折减系数模型, 并讨论了结构周期、延性、场地类别、设计地震分组、震级、震中距等因素对强度折减系数的影响规律.

## 1 强度折减系数的计算方法

强度折减系数  $R_\mu$  的计算公式为

$$R_\mu = \frac{F_y(\mu=1)}{F_y(\mu=\mu_i)} \quad (1)$$

式中,  $F_y(\mu=1)$  表示结构在给定地震动作用下保持完全弹性所需要的最低强度, 而  $F_y(\mu=\mu_i)$  表示在相同地震动作用下, 结构达到给定的延性水平  $\mu_i$  所需要的屈服强度.

对一给定的地面运动, 一个非弹性单自由度体系的地震反应可通过求解下列的微分方程得到:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + f_s = -m\ddot{v}_g \quad (2)$$

式中,  $f_s$  为结构的恢复力,  $c$  为阻尼系数,  $x$  为相对位移,  $v_g$  为地面位移.

对强度折减系数来讲, 计算  $F_y(\mu=\mu_i)$  就可以利用式(2) 对每个周期和目标位移进行屈服强度  $F_y$  的迭代, 直到计算得到的延性在某个容许的精度范围内接近目标延性  $\mu_i$ . 这样每给定一个地震动时程, 利用式(2) 计算不同周期的一簇单自由度体系, 就可得到不同  $\mu_i$  对应的由不同的强度折减系数  $R_\mu$  所构成的强度折减系数谱.

## 2 输入地震动及结构模型

### 2.1 输入地震动

本文共收集到国内外的水平向地震动记录 823 条, 这些记录都是在自由场地表面或低于两层的建筑物的一层地面取得的, 记录的简要情况见表 1. 根据台站的土层描述情况, 同时参照我国规范关于场地分类的规定对地震动记录进行分类, 最后, 归入 I, II, III, IV 类场地的地震动记录数分别为 168, 268, 307, 44 条. 地震动记录的震级范围从 4~8.1 级, 震中距范围从 0.1~400 km, 各场地地震动记录的震级-距离关系见图 1. 本文选取的地震动记录是从国内外 34 次破坏性大地震中选取的, 除包括美国、日本等几次著名的大地震(如: Loma Prieta 地震、Northridge 地震、Kobe 地震等)外, 更为重要的是本文还选取了发生在我国的 1999 年集集地震以及几次破坏性地震(如 1976 年唐山地震、1988 年澜沧-耿

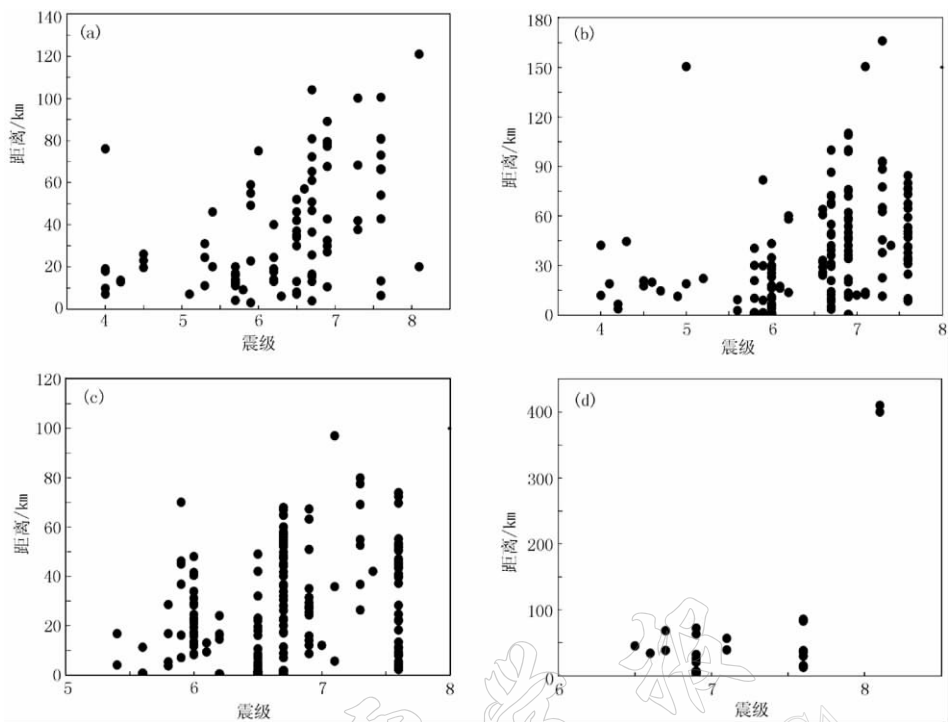


图 1 地震动记录的震级-距离关系  
(a) I 类场地; (b) II 类场地; (c) III 类场地; (d) IV 类场地

马地震、2001 年施甸地震等), 充分利用了我国取得的强震记录. 可以看出, 从地震动记录的数量、选择的范围、震级及震中距的范围来讲, 本文用于研究强度折减系数的地震动记录是相当广泛的, 且包含了在中国发生的几次破坏性地震记录到的地震动. 应用的地震动记录广泛及能从一定程度上反映中国的地面运动特征是本文给出的强度折减系数的特色之一.

建筑抗震设计规范(GB5001-2001)(中华人民共和国标准, 2001)以地震影响系数的设计特征周期  $T_g$  将每类场地分为 3 组. 根据中国地震动参数区划图(GB18306-2001)(胡聿贤, 2001)的解释, 建筑抗震设计规范(GB5001-2001)中设计特征周期  $T_g$  的计算, 借鉴了 1978 年美国 ATC-06 抗震设计样板规范(Applied Technology Council, 1978)的规定, 即

表 1 本文用到的地震动记录

时间	地震名称	震级	记录数量
1952	Kern County	7.4	36
1966	Parkfield	6.1	31
1971	San Fernando	6.6	20
1975	Northern California	4.0	24
1975	海城地震	7.5	32
1976	唐山地震	7.6	70
1979	Coyote Lake	5.8	24
1979	Imperial Valley	6.5	64
1980	Livermore Valley	5.8	32
1984	Morgan Hill	6.2	25
1985	Mexico	8.1	16
1986	Palm Springs	5.9	54
1987	Whittier	6.0	42
1988	澜沧—耿马地震	4.6	45
1989	Loma Prieta	6.9	42
1992	Petrolia	7.1	41
1992	Landers	7.3	50
1994	Northridge	6.7	53
1995	Kobe	6.9	24
1996	Lijiang aftershock	4.7	24
1999	集集地震	7.6	50
2001	施甸地震	5.9	24

$$T_g = 2\pi \frac{V_{ep}}{A_{ep}}$$

(3)

式中,  $V_{ep}$  为有效峰值速度,  $A_{ep}$  为有效峰值加速度. 本文参考中国地震动参数区划图 (GB18306-2001)(胡聿贤, 2001) 关于 II 类场地、阻尼比 5% 的反应谱特征周期分区值的规定, 及地震动反应谱特征周期土层调整表的规定, 并参考吕西林和周定松(2004) 的做法, 采用表 2 给出的标准对每类场地的地震动记录进行分类. 按式(3) 计算每类场地地震动记录的特征周期, 并按表 2 的标准分类, 经分类的每组地震动记录的数目及平均特征周期见表 3.

表 2 不同场地类别的地震动按特征周期分类的标准

设计地震 分组	场 地 类 别			
	I	II	III	IV
1	$\leq 0.30$	$\leq 0.40$	$\leq 0.50$	$\leq 0.70$
2	$0.30 \sim 0.35$	$0.40 \sim 0.45$	$0.50 \sim 0.65$	$0.70 \sim 0.90$
3	$\geq 0.35$	$\geq 0.45$	$\geq 0.65$	$\geq 0.90$

表 3 对应各类场地、各类地震动分组的地震动数量及平均特征周期

设计地震 分组	场 地 类 别							
	I		II		III		IV	
	数量	$T_g/s$	数量	$T_g/s$	数量	$T_g/s$	数量	$T_g/s$
1	85	0.225	116	0.303	164	0.384	14	0.483
2	29	0.324	19	0.425	90	0.568	11	0.678
3	90	0.492	133	0.636	53	0.755	19	1.422

2.2 结构模型

本文在计算强度折减系数时, 假定结构的恢复力特性为理想恢复力模型, 单自由度系统的自振周期从 0.05~6 s 不均等的取值(短周期范围取值较密, 长周期范围取值较稀疏), 延性系数  $\mu$  分别取为 2, 3, 4, 5, 6, 阻尼比为 5%.

3 平均强度折减系数及回归分析

3.1 平均强度折减系数

以所选择的 823 条记录为基础, 计算每条记录的强度折减系数谱, 然后对 12 组(4 类场地、3 组设计地震分组)强度折减系数谱进行统计分析, 给出了相应的平均谱和变异系数. 由于篇幅所限, 这里只给出了 III 类场地的平均谱及其变异系数(变异系数定义为标准方差与平均值之比), 见图 2. 其它场地的结果详见翟长海(2005) 文章. 其它场地的结果与 III 类场地的结果类似. 从图 2 中可以总结出强度折减系数的某些特征:

- 1) 对特定的位移延性系数, 在短周期范围内, 周期变化对强度折减系数的影响较大, 随周期的增大, 谱值增长较快; 但在长周期范围内, 周期对谱值的影响较小, 谱值基本保持恒定, 其值大约为位移延性系数, 基本符合等位移原理.
- 2) 对一指定的周期来讲, 谱值随延性系数的增加而增大.
- 3) 对给定延性系数的强度折减系数来讲, 平均谱的变异系数在整个周期范围基本相

同,对指定的周期,变异系数随延性系数的增大而增大.从图2中可以看出,当延性系数 $\mu=2$ 时,强度折减系数的变异系数均保持在20%左右;当延性系数为6时,变异系数可达40%.从这里可以看出,虽然本文应用了较多的地震动记录,但离散性还是较大的,这也从某种程度上反映了地震动记录的随机性和离散性.

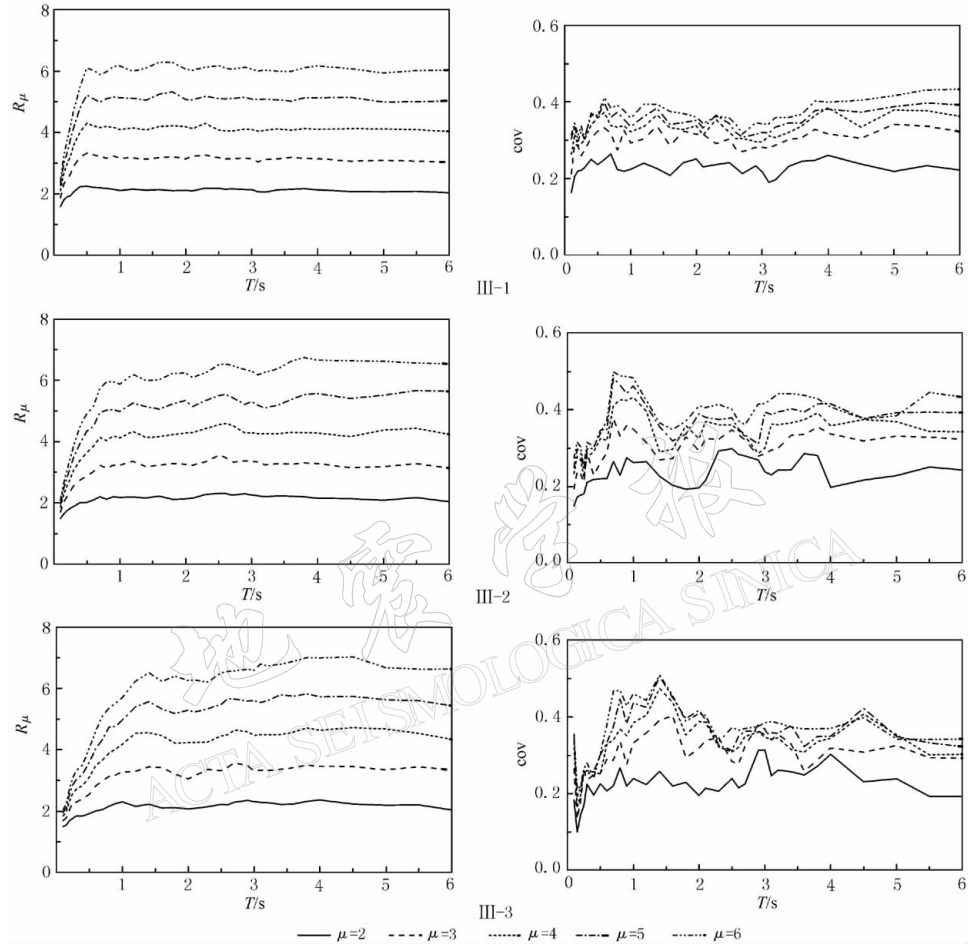


图2 强度折减系数( $R_\mu$ )及其变异系数(cov). III-1, III-2, III-3 中的  
1, 2, 3 分别表示设计地震分组

3.2 回归分析

影响等强度折减系数的因素很多,如震级、震中距、场地条件、延性系数、体系的自振周期等.在这些因素中,延性系数和体系的自振周期是影响强度折减系数的最重要因素,因此在回归分析中主要考虑这两个因素,对于场地条件、设计地震分组、震级、震中距等因素的影响将在下文中介绍.

为了便于应用,构造的拟合公式不能过于复杂,本文拟通过双折线模型拟合平均强度折减系数

$$R_\mu = \begin{cases} (R_2 - 1) \frac{T}{T_1} + 1 & T \leq T_1 \\ R_2 & T > T_1 \end{cases} \tag{4}$$

式中,  $T$  为结构的周期;  $T_1, R_2$  为拟合参数, 且为延性系数的函数, 本文以延性系数的一次多项式表达, 其数学表达式为

$$T_1 = b_1\mu + b_2 \qquad R_2 = b_3\mu + b_4$$

(5)

式中,  $b_1, b_2, b_3, b_4$  为多项式的系数. 表 4 给出对应各场地、各设计地震分组强度折减系数的回归结果. 图 3 为 III 类场地强度折减系数的拟合曲线与统计平均曲线的比较图. 从图中可以看出, 拟合的效果较好.

表 4 强度折减系数模型中的参数取值

设计地震 分组	I 类 场 地				II 类 场 地			
	$b_1$	$b_2$	$b_3$	$b_4$	$b_1$	$b_2$	$b_3$	$b_4$
1	0.022	0.110	0.984	0.173	0.051	0.090	0.974	0.189
2	0.045	0.087	1.083	-0.006	0.051	0.090	0.992	0.133
3	0.076	0.149	1.063	0.056	0.103	0.155	1.034	0.123

设计地震 分组	III 类 场 地				IV 类 场 地			
	$b_1$	$b_2$	$b_3$	$b_4$	$b_1$	$b_2$	$b_3$	$b_4$
1	0.050	0.140	0.981	0.194	0.021	0.326	1.004	0.275
2	0.052	0.234	1.020	0.175	0.074	0.430	1.019	-0.024
3	0.124	0.308	1.103	0.053	0.098	0.640	1.044	0.203

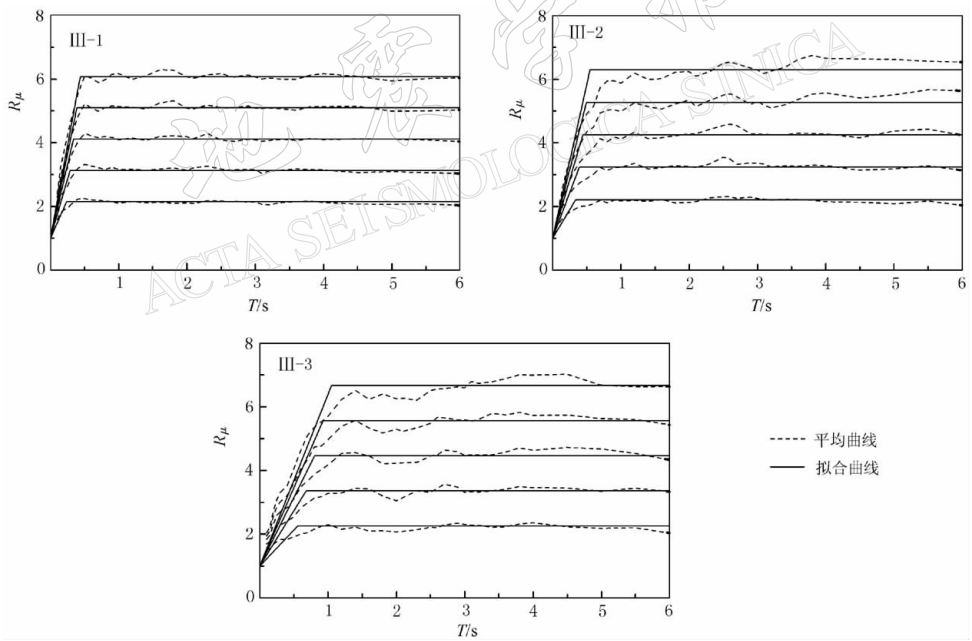


图 3 强度折减系数( $R_{\mu}$ )的拟合曲线与平均曲线比较

由于各研究分析使用的场地条件各不相同, 因此本文只对基岩类的研究成果进行比较. 图 4 为本文结果与其它研究(Newmark, Hall, 1973; Nassar, Krawinkler, 1991; Miranda, 1993; Fajfar, Vidic, 1994; Borzi, Elnashai, 2000; 卓卫东, 范立础, 2001)的比较(延性系数为 4). 从图中可以看出, 在短周期频段(大约小于 0.5 s), 本文给出的 3 组设计地震分组对应的强度折减系数均大于其它结果. 而在长周期频段, 对应第 1 设计地震分组

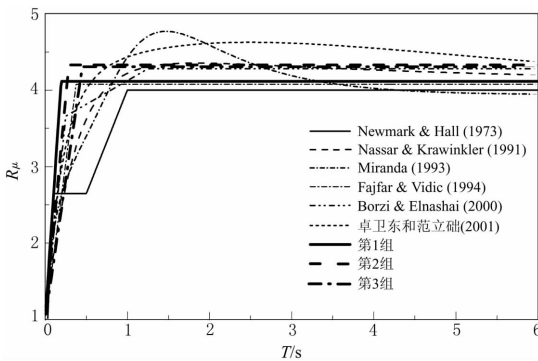


图 4 不同强度折减系数( $R_\mu$ )模型的比较

是场地分类标准不同引起的误差也是很大的,这也是直接应用国外学者给出的强度折减系数模型不甚合理的另外一个原因.

## 4 影响因素分析

### 4.1 场地条件的影响

为考察场地条件对强度折减系数的影响规律,本文按设计地震分组将各类场地对应的强度折减系数谱作了对比,图 5 为对应第 2 设计地震分组的各场地类别的比较图.从图中可以看出,无论在延性系数较小( $\mu=2$ )还是延性系数较大( $\mu=5$ )的情况下,在短周期频段,4 类场地类别对应的强度折减系数谱几乎平行,随场地的变软,强度折减系数趋于变小;而长周期频段,各类场地对应的强度折减系数的差别变小,且无明显规律.为比较不同延性情况下场地条件对强度折减系数的影响,本文做了在相同的延性系数下,以基岩类场地上的平均谱为标准,其它场地的平均谱与之相比的比值谱,如图 6 所示.从图中可以看出,随延性系数的增加,场地条件的影响也随之增大.当延性系数为 2 时,整个周期范围内,对应 4 类场地的平均谱之间的差值一般保持在 20% 以内(图 6a);当延性系数为 5 时,对应 4 类场地的平均谱之间的最大差值达 40% 左右(图 6b).综上所述,场地条件对强度折减系数的影响是不可忽略的,特别是对延性较大的短周期结构则更应注意场地条件的

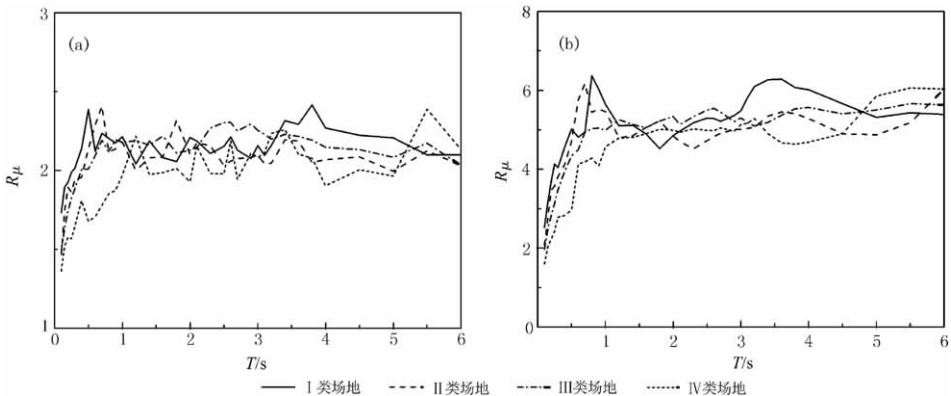


图 5 场地条件对强度折减系数( $R_\mu$ )的影响. (a)  $\mu=2$ ; (b)  $\mu=5$

的强度折减系数与 Fajfar 和 Vidic (1994)模型相近;而对应第 2, 3 设计地震分组的强度折减系数与 Nassar 和 Krawinkler (1991) 模型、Borzi 和 Elnashai (2000)模型相近.

这里比较的只是基岩场地上的结果,而对于其它场地条件的比较,本文的结果与国外的研究成果相比,差别可能更大.因为国外学者应用的场地分类标准与我国的场地分类标准差别很大,如果直接应用国外学者的研究成果,单

影响.

4.2 设计地震分组的影响

本文按场地条件将各组设计地震分组对应的强度折减系数谱作了对比, 图 7 为对应Ⅲ类场地的比较图. 从图中可以看出, 设计地震分组对强度折减系数的影响与场地类别影响强度折减系数相似: 在短周期频段, 对应各设计地震分组的强度折减系数谱几乎平行, 第一设计地震分组最大, 第三设计地震分组最小; 而长周期频段, 各设计地震分组对应的强度折减系数则无明显规律.

为比较不同延性系数情况下设计地震分组对强度折减系数的影响, 本文做了在相同的

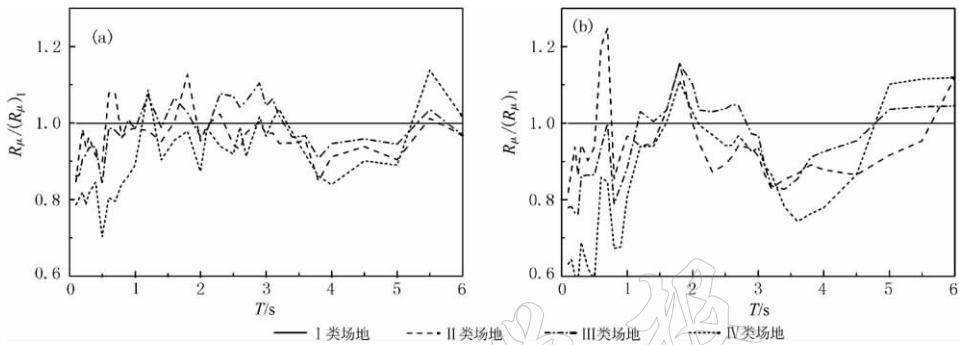


图 6 按场地类别分类的“标准化”强度折减系数. (a)  $\mu=2$ ; (b)  $\mu=5$

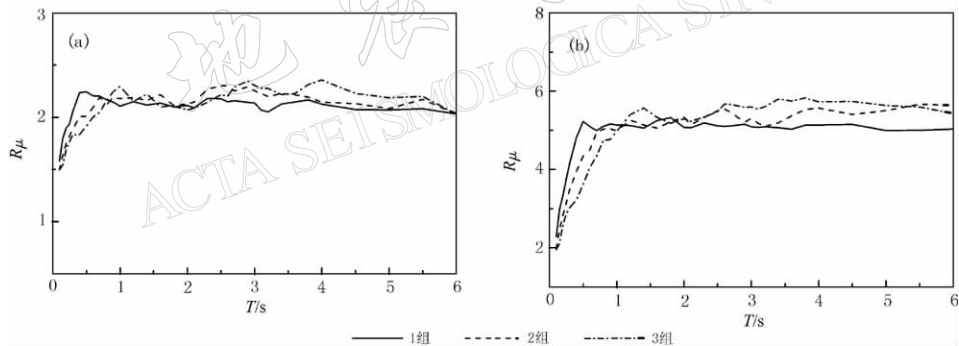


图 7 设计地震分组对强度折减系数的影响(Ⅲ类场地). (a)  $\mu=2$ ; (b)  $\mu=5$

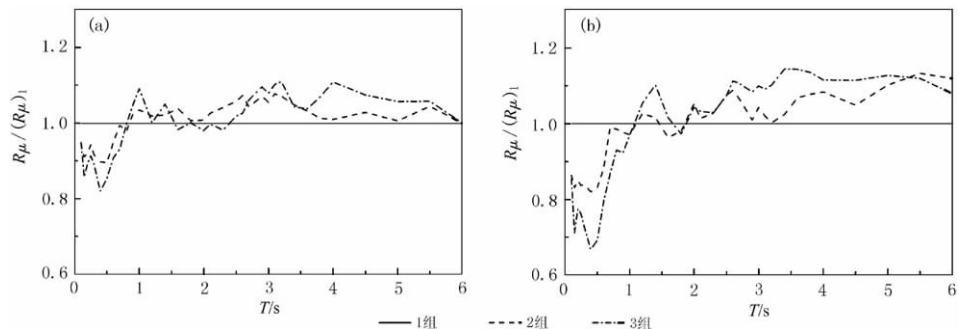


图 8 按设计地震分组分类的“标准化”强度折减系数(Ⅲ类场地). (a)  $\mu=2$ ; (b)  $\mu=5$



延性系数下,以对应第一设计地震分组的平均谱为标准,其它设计分组的平均谱与之相比的比值谱,如图 8 所示.从图中可以看出,随延性系数的增加,设计地震分组对强度折减系数的影响也随之增大.当延性系数为 2 时,整个周期范围内,对应 4 类场地的平均谱之间的差值一般保持在 20% 以内;当延性系数为 5 时,对应 4 类场地的平均谱之间的最大差值达 40% 左右.因此,在应用强度折减系数时,设计地震分组对强度折减系数的影响同样不可忽略.这一结论又再一次说明了研究考虑设计地震分组的强度折减系数的重要性.如应用以前的未考虑设计地震分组的强度折减系数模型构造非弹性反应谱,必将引起一些误差.

4.3 震级、震中距的影响

图 9 为Ⅲ类场地上按各震级分类的平均强度折减系数谱与Ⅲ类场地全部记录给出的平均谱的比值.从图中可以看出,震级对强度折减系数的影响随延性系数的增大而增大.但从应用的角度来看,无论延性较小还是较大,震级对强度折减系数的影响均不大(保持在 20% 以内),因此震级的影响是可以忽略的.

为考察震中距对强度折减系数的影响规律,本文给出了按各震中距分类的平均强度折减系数谱与对应场地全部记录的平均谱的比值,图 10 为Ⅲ类场地的情况,图中震中距  $D$  的单位为 km.从图中可以看出,无论延性较小还是较大,震中距对强度折减系数的影响都不大,震中距的影响是可以忽略的.需要特别指出的一点是,这里给出的震中距对强度折减系数影响不大的结论是在未考虑具有大脉冲特征的近场地震动记录得到的,如果比较由脉冲近场地震动记录给出的强度折减系数与由远场记录给出的强度折减系数,那么震中距

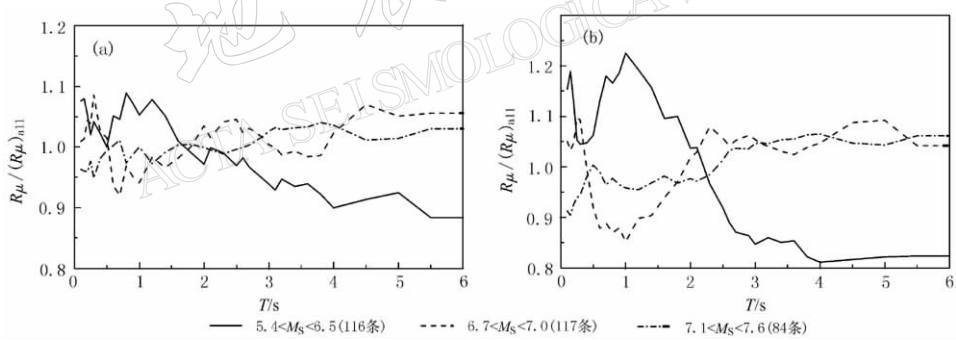


图 9 按震级分类的“标准化”强度折减系数(Ⅲ类场地). (a)  $\mu=2$ ; (b)  $\mu=5$

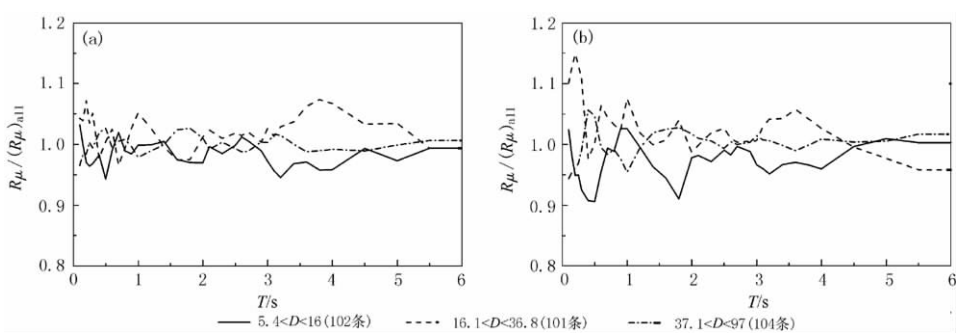


图 10 按震中距( $D$ )分类的“标准化”强度折减系数(Ⅲ类场地). (a)  $\mu=2$ ; (b)  $\mu=5$

的影响是较为显著的, 作者将在另文中讨论此问题。

## 5 结论

本文充分利用我国取得的强震记录, 给出了一种新的考虑设计地震分组和场地类别的强度折减系数模型, 并详尽讨论了周期、延性、场地类别、设计地震分组、震级、震中距等因素对强度折减系数的影响, 得到了以下结论:

1) 结构的延性系数和自振周期是影响强度折减系数的最重要因素。对特定的位移延性系数, 在短周期范围内, 周期变化对强度折减系数的影响较大。随周期的增大, 谱值增长较快。但在长周期范围内, 周期对谱值的影响较小, 谱值基本保持恒定, 其值大约为延性系数, 基本符合等位移原理。对一指定的周期来讲, 谱值随延性系数的增加而增大。

2) 本文给出了一种可考虑设计地震分组的强度折减系数模型, 此模型应用的地震动记录较为广泛且能从一定程度上反映中国的地面运动特征。

3) 场地条件对强度折减系数的影响是不可忽略的, 特别是对延性较大的短周期结构更应注意场地条件的影响。设计地震分组是影响强度折减系数的一个重要因素, 在我国规范设计反应谱构造非弹性反应谱所用的强度折减系数必须考虑设计分组的影响。

4) 震级对强度折减系数的影响较小。如不考虑近场大脉冲地震动记录的影响, 震中距对强度折减系数的影响是可以忽略的。

## 参 考 文 献

- 胡聿贤主编. 2001. 中国地震动参数区划图(GB18306-2001)[M]. 北京: 中国标准出版社, 98~102
- 吕西林, 周定松. 2004. 考虑场地类别和设计分组的延性需求谱和弹塑性位移谱[J]. 地震工程与工程振动, **24**(1): 39~48
- 钱稼茹, 罗文斌. 2001. 建筑结构基于位移的抗震设计[J]. 建筑结构, **31**(4): 3~6
- 王威. 2002. Pushover 分析方法及等位移原理应用研究[D]: [学位论文]. 哈尔滨: 中国地震局工程力学研究所, 12~45
- 翟长海. 2005. 最不利设计地震动及强度折减系数研究[D]: [学位论文]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 55~90
- 中华人民共和国标准. 2001. 建筑抗震设计规范(GB5001-2001)[S]. 北京: 中国建筑工程出版社, 26~40
- 卓卫东, 范立础. 2001. 结构抗震设计中的强度折减系数研究[J]. 地震工程与工程振动, **21**(1): 84~88
- Applied Technology Council (ATC). 1978. *Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings*[R]. Redwood City, California: Applied Technology Council, ATC-06, 1~52
- Borzi B, Elnashai A S. 2000. Refined force reduction factors for seismic design[J]. *Engineering Structures*, **22**(10): 1 244~1 260
- Chai Y H, Fajfar P. 1998. Formulation of duration-dependent inelastic seismic design spectrum[J]. *Journal of Structure Engineering*, **124**(8): 492~532
- Cuesta I, Aschheim M A. 2001. Isoductile strengths and strength reduction factors of elasto-plastic SDOF systems subjected to simple waveforms[J]. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **30**: 1 043~1 059
- Elghadamsi F M, Mohraz B. 1984. Inelastic earthquake spectra. earthquake[J]. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **15**: 91~104
- Fajfar P, Vidic T. 1994. Consistent inelastic design spectra: strength and displacement[J]. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **23**: 507~521
- Kappos A J. 1999. Evaluation of behavior factors on the basis of ductility and overstrength studies[J]. *Engineering Structures*, **21**: 823~835
- Lee Y H, Han S W, Oh Y H. 1999. Determination of ductility factor considering different hysteretic models[J]. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **28**: 957~977
- Miranda E. 1993. Site-dependent strength reduction factors[J]. *Journal of Structural Engineering*, **119**(12): 3 503~3 519

- Miranda E, Bertero V V. 1994. Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant designs[J]. *Earthquake Spectra*, **10**(2): 357~379
- Nassar A A, Krawinkler H. 1991. Seismic demands for SDOF and MDOF systems[A]. *Report of the John A. Blume Earthquake Engineering Center*[R]. Stanford University, California: The John A. Blume Earthquake Engineering Center, 12~45
- Newmark N M, Hall W J. 1973. *Seismic Design Criteria and Nuclear Reactor Facilities*[R]. California: U S Department of Commerce, Report No. 46, 209~236
- Ordazi M, Rez-Rocha L E. 1998. Estimation of strength-reduction factors for elastoplastic systems: A new approach[J]. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **27**: 889~901
- Riddell R, Newmark N M. 1979. *Statistical Analysis of the Response of Nonlinear Systems Subjected to Earthquakes* [R]. Urbana: Department of Civil Engineering, University of Illinois, Series No. 468, 54~65
- Tiwari A K, Gupta V K. 2003. Strength reduction factors for ductile structures with passive energy dissipating device [J]. *Journal of Earthquake Engineering*, **7**(2): 297~325
- Zhu Xi, Ni Yongjun. 2000. Strength reduction factor spectra based on structural damage performance[A]. In: Spencer B F, Hu Y X eds. *Proceedings of the China-U S A Millennium Symposium on Earthquake Engineering*[C]. Beijing, China: Earthquake Press, 78~85

## STUDY ON STRENGTH REDUCTION FACTORS CONSIDERING THE EFFECT OF CLASSIFICATION OF DESIGN EARTHQUAKE EFFECT

Zhai Changhai<sup>1)</sup> Xie Lili<sup>1, 2)</sup>

1) School of Civil Engineering, Harbin Institute of Technology, Harbin 150090, China

2) Institute of Engineering Mechanics, China Earthquake Administration, Harbin 150080, China

**Abstract:** The strength reduction factors are not only the key factors in determining seismic action for force-based seismic design, but also the key parameters to derive the inelastic response spectra for performance-based seismic design. With a high quality ground motion database that includes a reasonable-sized set of records from China, a statistical study on the strength reduction factors is conducted and a new expression of strength reduction factors involving classification of design earthquake is proposed, which is an important concept to determine design spectra in seismic design code. The expression of strength reduction factors can reflect the ground motion characteristics of China in a certain extent and is particularly suitable for seismic design in China. Then, the effects of site condition, classification of design earthquake, period of vibration, ductility level, earthquake magnitude and distance to fault on strength reduction factors are investigated. It is concluded that the effect of site condition on the strength reduction factors can not be neglected, especially for the short-period structures of higher ductility. The classification of design earthquake also has an important effect on strength reduction factors and it may be unsuitable to use the existing expressions of strength reduction factors to the design spectra of Chinese seismic code. The earthquake magnitude has no practical effect on strength reduction factors and if the near-fault records with forward directivity effect are not taken into consideration, the effect of distance to fault on strength reduction factors can also be neglected.

**Key words:** strength reduction factor; site condition; classification of design earthquake; strong ground motion; regression analysis