

文章编号: 1000-4750(2009)09-0080-07

钢筋混凝土规则框架结构非弹性位移比谱研究

*翟长海¹, 李 爽¹, 谢礼立^{1,2}, 孙亚民¹

(1. 哈尔滨工业大学土木工程学院, 黑龙江, 哈尔滨 150090; 2. 中国地震局工程力学研究所, 黑龙江, 哈尔滨 150080)

摘 要: 非弹性位移比谱是估计结构侧向最大非弹性位移的有效方法。该文以按照我国规范设计的规则钢筋混凝土框架结构为研究对象, 分析了 IDA 方法和 Pushover 方法建立结构层能力曲线的适用性, 研究了框架结构的非弹性位移比谱, 研究表明框架结构的非弹性位移比谱与单自由度体系的非弹性位移比谱总体趋势基本相同。在短周期段(约小于 1.2s), 框架结构的非弹性位移比谱随周期的增加而急剧减小, 而对于周期大于 1.2s 的周期段, 非弹性位移比谱几乎为常值。在长周期段, 框架结构的非弹性位移比谱远超过 1.0, 等位移原理不适用, 当延性系数较高时更是如此。为使单自由度体系非弹性位移比谱的研究成果应用于实际框架结构, 本文还给出了利用单自由度体系非弹性位移比谱估计框架结构非弹性位移比谱的修正系数。

关键词: 最大非弹性位移; 位移比谱; 单自由度体系; 框架结构; 修正系数

中图分类号: TU323.5; TU311.3 **文献标识码:** A

INELASTIC DISPLACEMENT RATIO SPECTRA FOR REINFORCED CONCRETE REGULAR FRAME STRUCTURES

*ZHAI Chang-hai¹, LI Shuang¹, XIE Li-li^{1,2}, SUN Ya-min¹

(1. School of Civil Engineering, Harbin Institute of Technology, Harbin, Heilongjiang 150090, China;

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

Abstract: The inelastic displacement ratio spectra is an effective way to estimate the maximum lateral inelastic displacement of structures. The inelastic displacement ratio spectra for reinforced concrete regular frame structures is investigated based on the structures designed with Chinese code for design of buildings. It is concluded that the trend of inelastic displacement ratio spectra for frame structures is similar to that for single-degree-of-freedom (SDOF) systems. In short period range (about shorter than 1.2s), the inelastic displacement ratio spectra for frame structures dramatically decrease as the periods increase, and the spectra tend to be a constant for periods longer than 1.2s. It should be pointed out that in the long period range especially for higher ductility, the equal-displacement rule will not be adoptable since the spectra are much larger than 1.0. In order to estimate the maximum lateral inelastic displacement of frame structures by the inelastic displacement ratio spectra for SDOF systems, the modification factors of inelastic displacement ratio spectra for SDOF systems are also presented.

Key words: maximum inelastic displacement; inelastic displacement ratio spectra; SDOF system; regular frame structures; modification factor

收稿日期: 2007-09-14; 修改日期: 2009-06-10

基金项目: 国家自然科学基金项目(90815014, 90715021); 地震行业科研专项基金项目(200808021)

作者简介: *翟长海(1976—), 男, 山东淄博人, 副教授, 博士, 博导, 从事地震工程及防灾减灾研究(E-mail: zch-hit@hit.edu.cn);

李 爽(1981—), 男, 辽宁沈阳人, 博士生, 从事地震工程及计算力学研究(E-mail: lleshuang@gmail.com);

谢礼立(1939—), 男, 上海人, 教授, 博导, 中国工程院院士, 名誉所长, 从事地震工程及防灾减灾研究(E-mail: llxie@iem.ac.cn);

孙亚民(1981—), 男, 天津人, 硕士生, 从事地震工程及防灾减灾研究(E-mail: h_hwater@eyou.com).

无论在基于力的抗震设计还是基于性态的抗震设计中,对结构位移尤其是结构非线性位移的估计都是十分重要的。欲实现以上目标,提供一种简便、有效的非线性位移估计方法是需解决的首要问题。在结构设计阶段,等延性位移比谱法是估计结构非线性位移的最有效方法之一,对其进入深入研究具有重要的理论意义和实用价值。文献[1]最早研究了结构体系最大非线性位移与最大弹性位移之间的关系,用理想弹塑性体系在简单脉冲和实际地震动作用下的结果给出了著名的“等位移原理”。文献[2—6]对非线性位移比谱的各种影响因素进行了研究,包括结构延性、自振周期等。文献[7—8]中还提出了双向地震动作用的等延性位移比谱和统计意义一致的等延性位移比谱。然而,在这些研究中存在着如下的不足:均是针对于单自由度体系给出的位移比谱,其研究成果只可直接应用到可以近似简化为单自由度体系的结构(如单层厂房等)中,不能直接用于实际中的多自由度结构体系。对多自由度体系进行研究的学者较少,文献[9—11]曾做过一些初步的工作,但对于实际工程应用还存在一段距离,并且这些研究中使用的结构与按我国规范设计的结构具有较大的差别。

本文以规则钢筋混凝土框架结构为对象研究了多自由度体系的非线性位移比谱。同时,为了将比较成熟的单自由度体系的研究成果应用于多自由度体系中,本文还研究了多自由度体系非线性位移比谱与单自由度体系非线性位移比谱的差别,给出了如何应用单自由度体系非线性位移比谱估计实际框架结构非线性位移的方法。

1 结构模型、输入地震动及分析方法

1.1 结构模型

按我国规范设计了五个钢筋混凝土框架结构,结构的层数分别为3层、5层、8层、12层和18层。图1中给出了3层结构的平面与立面布置,其余结构的平面布置与3层结构相同,立面布置只是变化了层数,除首层为4.2m外,其余层高均为3.3m。各结构设计的地震环境均为设防烈度7度(0.15g)、II类场地、设计地震分组为第1组。按抗震规范(GB50011-2001)规定,3层、5层、8层、12层和18层框架的抗震等级分别为3级、3级、3级、2级和2级。本文以上述结构的横向平面框架为研究对象,对应的基本周期分别为0.58s、0.99s、1.19s、

1.81s和2.73s,采用中国建筑科学研究院编制的PKPM程序对结构进行内力和配筋计算,结构满足我国现行抗震设计规范的要求。对钢筋混凝土结构进行动力时程分析及Pushover分析采用的程序是纽约大学Reinhorn等编写的IDARC-2D程序^[12]。

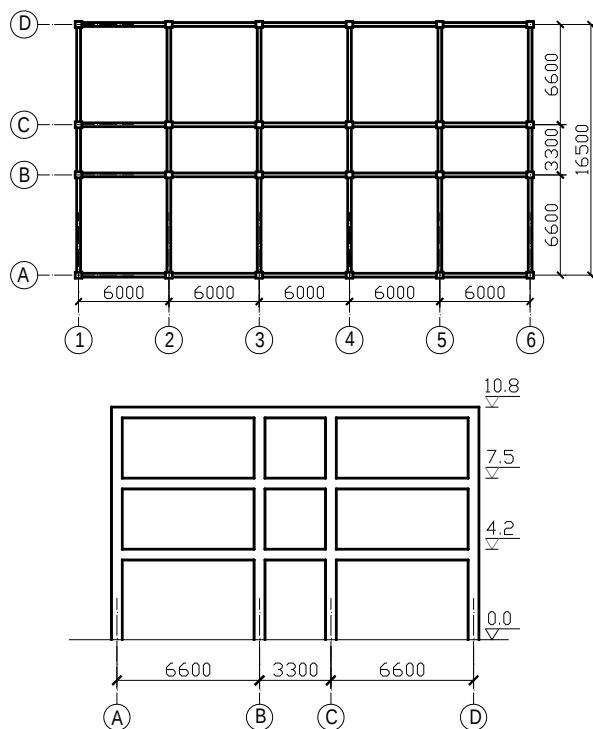


图1 3层结构的平面与立面布置图

Fig.1 Plan and elevation of the three-story frame

1.2 输入地震动的选择

选择了80条强地震记录,I类、II类、III类和IV类场地上各20条,这些记录包括了在Imperial Valley地震、Northridge地震、Kobe地震、集集地震、唐山地震等著名地震取得的记录,具有广泛的代表性,且都是在自由场地的表面或低于两层建筑的第一层地面取得的,记录的详细情况见文献[13]。

1.3 分析方法

计算每个框架在每条地震动作用下结构最大层间延性分别为2.0、3.0、4.0、5.0和6.0时所对应的结构最大非线性顶点位移与结构保持完全弹性时的最大顶点位移的比值,然后将所有地震动记录的计算结果进行统计平均得到钢筋混凝土框架结构的平均非线性位移比 C_{FRAME} 。具体公式如下:

$$C_{FRAME} = E \left(\frac{\Delta_{\mu=i}}{\Delta_{\mu=1}} \right) \quad (1)$$

式中: $\Delta_{\mu=i}$ 为结构的最大非线性顶点位移; $\Delta_{\mu=1}$ 为结构保持完全弹性时的最大顶点位移; μ 为延性;

$E(\cdot)$ 代表取均值。框架结构的非弹性位移比谱定义为 C_{FRAME} 随结构基本周期变化的曲线。

2 结构延性的确定

虽然人们对结构延性的作用认识的已经很深入,但是如何用简单、明确的量化指标来定义一个结构的延性,目前工程界还没有形成一个一致的看法。实际结构延性系数确定的最大难点在于层间屈服位移的确定,而层间屈服位移可以通过层能力曲线来确定。

2.1 层能力曲线

层能力曲线通常可以采用 IDA 方法^[14]和 Pushover 方法获得,本文比较了使用这两种方法确定结构层能力曲线的优缺点及适用性。

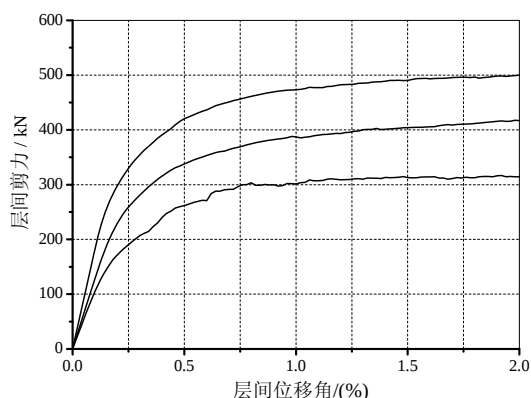
IDA 方法确定结构层能力曲线的理论依据是:多自由度体系的能力曲线不仅取决于结构体系本身的特性,同时也会随荷载情况的不同而有所变化。不同地震动代表了不同的受力过程,从而会导致结构不同的抗震表现,得到不同的能力曲线,因为将来结构遭遇的地震动是不可预测的,所以结构的抗震能力曲线应当是指结构在可能遭受到的各种地震动作用下统计意义上的平均结果。具体分析方法是:对于一条地震动记录,通过改变其峰值加速度(PGA)的方法来改变输入地震动的强度;当输入地震动强度较小时,结构自始至终处于弹性状态,层间位移与层间剪力处于线性关系;逐步增加输入地震动的强度,结构进入塑性阶段并且塑性程度不断发展,层间位移与层间剪力的关系进入非线性阶段,将层间位移除以层高,便得到了层间位移角与层间剪力的关系曲线,即层能力曲线。

图 2 中给出了五个框架结构的层能力曲线,从图 2 中可以看出,对于同一个结构来说,当层间位移角相同时,层间剪力随着楼层的增高而逐渐减小;层能力曲线在层间位移角较小时增长较快,随着层间位移角的增大增长速率逐渐变缓,存在明显的过渡段。

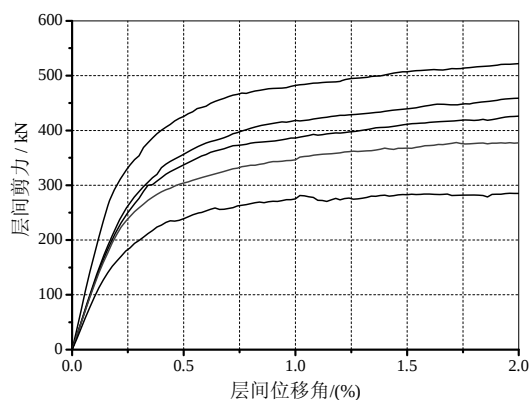
采用 IDA 方法求结构的层能力曲线需要消耗很多的计算时间,一条地震动就需要增量几百次,也就是对于一条地震动就需要对结构进行几百次的时程分析,因此当地震记录较多,结构较复杂时计算量是相当大的。因此人们在实践中多采用 Pushover 分析方法求结构的层能力曲线。

在 Pushover 分析中的侧向力分布形式是影响

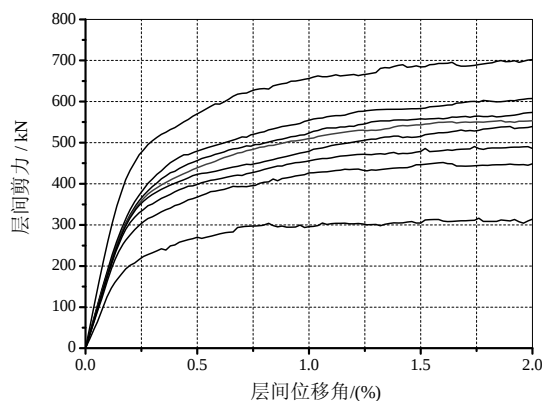
分析结果的一个很关键的因素,因为结构在实际地震荷载作用下的惯性力分布不仅与结构本身的几何特征有关,也与地震动随时间的变化、结构是否进入塑性等很多因素有关,因此为了更好地近似模拟结构在地震作用下的响应,研究者提出了多种侧向力分布形式,应用比较广泛的有以下几种:均匀分布、线性分布、抛物线分布和模态自适应分布。由上述的四种水平力分布形式分别计算了结构的层能力曲线,图 3 中给出了 8 层结构由四种加载方式得到的能力曲线与通过 IDA 方法得到的能力曲线的对比,其它几个结构也有相似的结果。



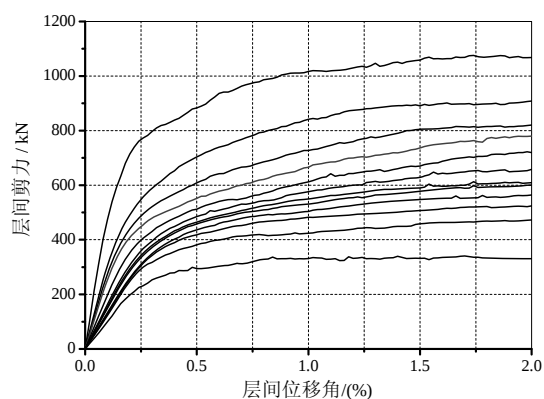
(a) 3 层框架



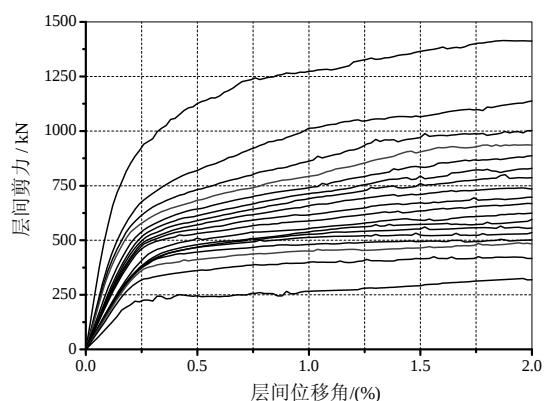
(b) 5 层框架



(c) 8 层框架



(d) 12 层框架



(e) 18 层框架

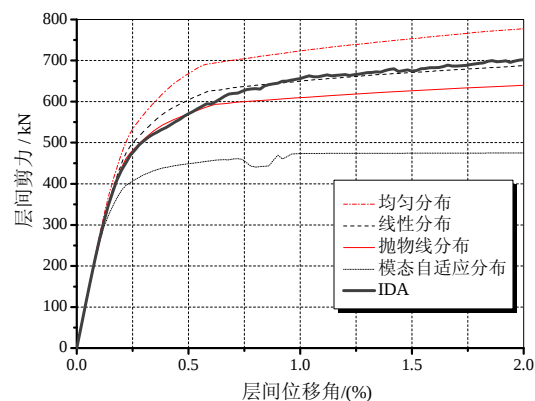
图2 五个框架结构的层能力曲线
(曲线自下而上表示楼层从高到低)

Fig.2 Story capacity curves of the five frame structures

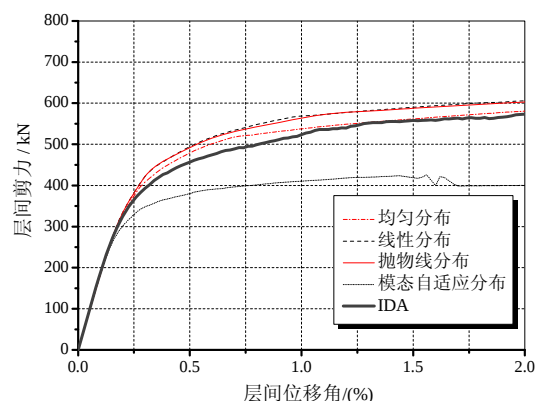
从图3中可以看出, 模态自适应分布得到的能力曲线在每个楼层都是最低的, 而且与其它结果相差很大。对于其它3种形式, 在楼层较低时, 均匀分布的能力曲线最高, 线性分布次之, 抛物线分布最低; 在楼层较高时, 抛物线分布的能力曲线最高, 线性分布次之, 均匀分布最低; 这主要是因为均匀分布是最大程度的将侧向荷载放在了结构下部, 而抛物线分布则是最大程度的将侧向荷载放在了结构上部, 所以当楼层较低时均匀分布的剪力最大, 而当楼层较高时抛物线分布的剪力最大。

另外, 从图3还可以看出, 当结构的楼层较低时(如图3中的第一层和第三层), Pushover方法均能得到层能力曲线, 但是当层数达到一定高度时, 有些分布形式就不能得到该层的能力曲线了(如8层结构的第六层由线性与模态自适应分布给出的结果), 当接近或达到结构顶层时所有的分布形式均不能得到该层的能力曲线(第八层), 这表示在较高的楼层刚刚屈服或还未屈服时整个结构就已经丧

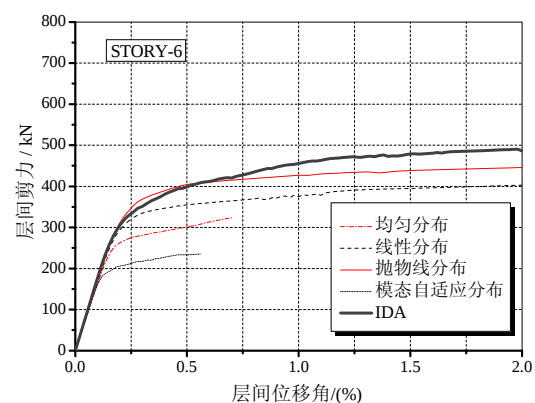
失承载能力了。这主要是因为 Pushover 分析中的单向加载模式引起的, 因为结构在真实地震荷载作用下其地震力沿高度的分布并不是朝向一个方向的, 所以在整个结构还未破坏时, 较高的楼层也可能会承受很大的荷载, 进而达到屈服, 因此采用 IDA 方法可以得到结构各层的层能力曲线, 可靠性也是可以保证的, 而 Pushover 方法只能得到结构较低楼层的层能力曲线, 当楼层较高时, Pushover 方法的适用性将受到限制。



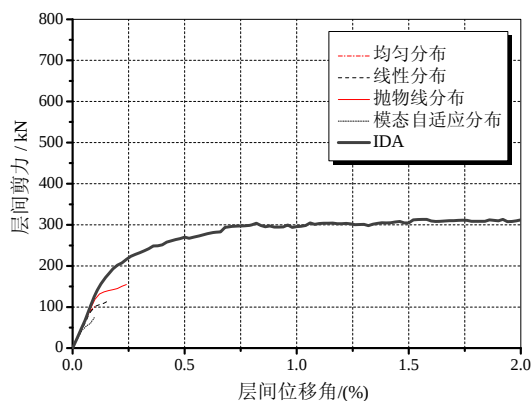
(a) 第一层



(b) 第三层



(c) 第六层



(d) 第八层

图3 IDA能力曲线与Pushover能力曲线的比较

Fig.3 Comparison of capacity curves obtained by the IDA and Pushover procedures

2.2 屈服位移角的确定

以通过 IDA 方法得到的层能力曲线为基础, 利用等能量折线化方法得到五个框架结构每一层的屈服位移角, 其值见表 1。

表 1 结构的层间屈服位移角

Table 1 Yield story drift ratios of the frame structures

层号	框架结构				
	3层	5层	8层	12层	18层
1	0.5557	0.6257	0.5887	0.5055	0.6379
2	0.6393	0.7221	0.6733	0.6609	0.7903
3	0.5479	0.6985	0.6574	0.7312	0.7619
4	—	0.6300	0.6265	0.8367	0.7661
5	—	0.5489	0.6926	0.8587	0.8299
6	—	—	0.5669	0.8063	0.7848
7	—	—	0.5635	0.7312	0.7465
8	—	—	0.5163	0.7613	0.6798
9	—	—	—	0.7401	0.6842
10	—	—	—	0.6885	0.6899
11	—	—	—	0.6857	0.6945
12	—	—	—	0.4285	0.6839
13	—	—	—	—	0.5420
14	—	—	—	—	0.5259
15	—	—	—	—	0.4762
16	—	—	—	—	0.5540
17	—	—	—	—	0.4729
18	—	—	—	—	0.6048

3 钢筋混凝土框架结构的非弹性位移比谱

3.1 框架结构的位移比谱

利用选择的 80 条地震动并使用式(1)给出的方法, 即可以得到结构在不同最大层间延性对应的平均非弹性位移比。将五个框架结构的基本周期作为横轴, 平均非弹性位移比作为纵轴, 就得到了实际

框架结构对应于不同延性的非弹性位移比谱。

图 4 中给出了钢筋混凝土框架结构在延性系数分别为 2.0、3.0、4.0、5.0 和 6.0 时的非弹性位移比谱。当结构基本周期小于 1.2s 时, 非弹性位移比的值较大, 且随着周期的增加而急剧减小; 当基本周期达到大约 1.2s 之后, 位移比谱开始由很陡的曲线转入较为平缓的曲线, 并且在此之后几乎保持常值不变。与已有的单自由度体系位移比谱的研究结果^[13]相比, 框架结构的非弹性位移比谱与单自由度体系的非弹性位移比谱在总体趋势上是相同的, 但是与单自由度体系不同的是, 即使在较长周期段, 框架结构的非弹性位移比谱也远超过 1.0(当延性系数较高时更是如此), 并不符合等位移原理。

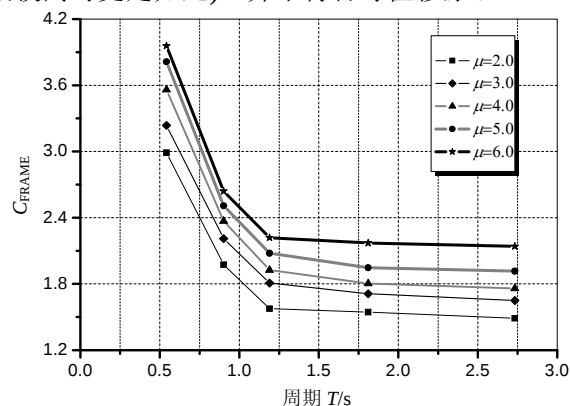


图4 框架结构位移比谱

Fig.4 Displacement ratio spectra for frame structures

3.2 利用单自由度体系位移比谱估计实际框架结构的非弹性位移

在作者以前的研究^[13]中已经给出了采用国内外 30 次地震 476 条地震动得到的单自由度体系的平均非弹性位移比谱的估计公式, 具体形式如下:

$$C_{SDOF} = \begin{cases} 0.94170 + 0.05830\mu + 0.73145(\mu - 1)e^{-7.7T}, & T \leq 1.0 \\ 0.92966 + 0.07034\mu - 0.01171(\mu - 1)T, & 1.0 < T \leq 6.0 \\ 1.0, & T > 6.0 \end{cases} \quad (2)$$

式中: C_{SDOF} 为单自由度的平均非弹性位移比; μ 为结构延性; T 为结构周期。

将得到的框架结构非弹性位移比谱除以单自由度体系的非弹性位移比谱, 可获得由单自由度体系非弹性位移比谱得到实际框架结构非弹性位移比谱的修正系数。有了修正系数, 就可以通过单自由度体系的非弹性位移比谱来估计实际框架结构

的非弹性位移。图 5 中给出了此修正系数的离散点及其拟合曲线, 拟合时采用指数形式的曲线, 具体公式如下:

$$C_{\text{FRAME}} / C_{\text{SDOF}} = C_0 + Ae^{-rT} \quad (3)$$

式中: C_{FRAME} 为框架结构的平均非弹性位移比谱; C_{SDOF} 为单自由度体系的平均非弹性位移比谱; C_0 、 A 、 r 均为修正曲线的拟合参数, 参数具体取值见表 2。由于本文中使用的结构为按我国规范设计的, 同时式(3)中只考虑了框架结构的基本周期, 所以式(3)中拟合参数的适用范围为: 按规范设计的规则框架结构。利用单自由度体系计算多高层框架非弹性位移比谱的方法为: 先求出框架结构的基本周期, 利用文中的式(2)得到单自由度体系的 C_{SDOF} ; 然后使用文中式(3)即可求得框架结构的 C_{FRAME} 。

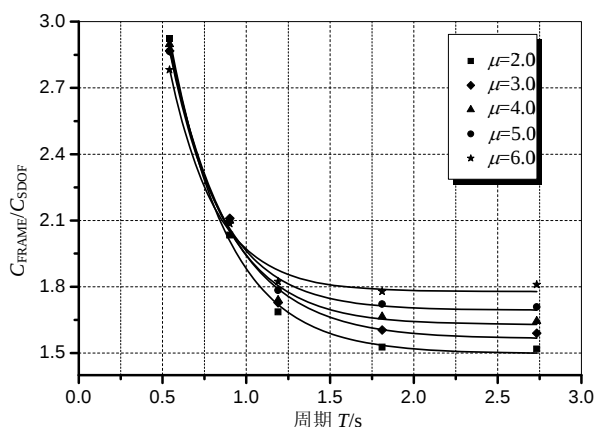


图 5 考虑框架结构影响的位移比谱修正系数的拟合曲线

Fig.5 Fitting curves of the modification factors for displacement ratio spectra considering frame structural effect

表 2 修正曲线的拟合参数

Table 2 Parameters in the fitting curves of modification factors

延性系数	C_0	A	r
2.0	1.4974	6.7903	2.8736
3.0	1.5645	5.7186	2.7159
4.0	1.6281	6.6939	3.0572
5.0	1.6938	6.7727	3.2289
6.0	1.7780	7.1725	3.6206

从图 5 中可以看出, 修正系数在小于 1.0s 时很大, 且随结构基本周期的增加而急剧减小, 这说明实际框架结构的位移比谱在短周期段随结构周期减小的速度比单自由度体系还要快; 在大于 1.0s 的中长周期段, 修正系数随结构周期的变化不大, 接近一水平直线, 这主要是因为无论框架结构还是单自由度体系的位移比谱在中长周期段的变化均不大。在基本周期小于 1.0s 的时候, 修正系数随结构

延性系数的变化很小, 所以对于短周期结构, 修正系数可以不考虑延性系数的影响; 在中长周期段, 修正系数随着延性系数的增加而增大, 需要考虑结构延性的影响。

4 结论

按照我国规范建立了五个规则的钢筋混凝土框架结构模型, 得到了框架结构若干最大层间延性对应的非弹性位移比谱, 并与单自由度体系的非弹性位移比谱进行了比较, 给出了利用单自由度体系位移比谱估计实际钢筋混凝土框架结构位移比谱的修正系数, 主要得到以下结论:

(1) 框架结构的非弹性位移比谱与单自由度体系的非弹性位移比谱在总体趋势上是相同的, 当结构基本周期小于 1.2s 时, 非弹性位移比谱较大, 随着周期的增加而急剧减小; 当基本周期达到大约 1.2s 之后, 非弹性位移比谱几乎保持为常值。在较长周期段, 框架结构的非弹性位移比谱也远超过 1.0, 等位移原理并不适用, 当延性系数较高时更是如此, 这是与单自由度体系非弹性位移比谱不同的。

(2) 将框架结构非弹性位移比谱与单自由度体系非弹性位移比谱进行了比较, 给出了由单自由度体系非弹性位移比谱得到框架结构非弹性位移比谱的修正系数, 使通过单自由度体系的非弹性位移比谱估计实际框架结构的侧向最大非弹性位移成为可能。将修正系数进行了曲线拟合, 并给出了相应的实用简化公式。

参考文献:

- [1] Veletsos A S, Newmark N M. Effect of inelastic behavior on the response of simple systems to earthquake motions [C]. Proceedings of the 2th World Conference on Earthquake Engineering. Japan, 1960.
- [2] Miranda E. Evaluation of site-dependent inelastic seismic design spectra [J]. Journal of Structural Engineering, 1993, 119(5): 1319—1338.
- [3] Miranda E. Estimation of inelastic deformation demands of SDOF systems [J]. Journal of Structural Engineering, 2001, 127(9): 1005—1012.
- [4] 翟长海, 公茂盛, 张茂花. 工程结构等延性地震抗力谱研究[J]. 地震工程与工程振动, 2004, 24(1): 22—29.
Zhai Changhai, Gong Maosheng, Zhang Maohua. On seismic resistance spectra of constant ductility of structures [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2004, 24(1): 22—29. (in Chinese)

- [5] 公茂盛, 翟长海, 谢礼立. 非弹性反应谱衰减规律研究[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2006, 38(5): 761—763.
Gong Maosheng, Zhai Changhai, Xie Lili. Study on the attenuation of inelastic response spectra [J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2006, 38(5): 761—763. (in Chinese)
- [6] 王东升, 李宏男, 王国新. 弹塑性地震反应谱的长周期特性研究[J]. 地震工程与工程振动, 2006, 26(2): 49—55.
Wang Dongsheng, Li Hongnan, Wang Guoxin. Study on characters of long period portion of inelastic spectra [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2006, 26(2): 49—55. (in Chinese)
- [7] 王东升, 李宏男, 王国新. 双向地震动作用的拟等延性系数谱[J]. 地震工程与工程振动, 2004, 24(4): 25—31.
Wang Dongsheng, Li Hongnan, Wang Guoxin. Pseudo-constant ductility inelastic spectra for bi-directional ground motions [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2004, 24(4): 25—31. (in Chinese)
- [8] 王东升, 李宏男, 王国新. 统计意义一致的弹塑性设计位移谱[J]. 大连理工大学学报, 2006, 46(1): 87—92.
Wang Dongsheng, Li Hongnan, Wang Guoxin. Statistical property-consistent elastic-plastic displacement design spectra [J]. Journal of Dalian University of Technology, 2006, 46(1): 87—92. (in Chinese)
- [9] Saiidi M, Sozen M A. Simple nonlinear seismic analysis of R/C structures [J]. Journal of Structural Division, 1981, 107(5): 937—953.
- [10] Fajfar P, Fischinger M. N2-method for nonlinear seismic analysis of regular structures [C]. Proceeding of the 9th World Conference on Earthquake Engineering. Japan, 1988.
- [11] Miranda E. Approximate seismic lateral deformation demands in multistory buildings [J]. Journal of Structural Engineering, 1999, 125(4): 417—425.
- [12] Reinhorn A M, Kunnath S K, Valles-mattox R. IDARC-2D Version 4.0: A computer program for the inelastic damage analysis of buildings [R]. Technical Report NCEER-96-0010, National Center for Earthquake Engineering Research, 1996.
- [13] 孙亚民. 抗震结构非弹性位移估计[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2005.
Sun Yamin. Study on the inelastic displacement estimation of aseismatic structures [D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2005. (in Chinese)
- [14] Vamvatsikos D, Cornell C A. Incremental dynamic analysis [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2002, 31(3): 491—514.