

文章编号: 1000-4750(2002)03-059-05

单自由度双线性隔震装置地震反应研究

朱东生, 王根会, 陈兴冲

(兰州铁道学院土木建筑学院, 兰州 730070)

摘 要: 本文用多条具有相同反应谱的人工地震波, 对单自由度双线性系统进行了大量的非线性时程反应分析, 讨论了采用双线性隔震装置结构的地震反应特点, 研究了双线性隔震装置的刚度比、初始屈服位移等因素对结构地震反应的影响。研究结果对工程设计中合理选择双线性隔震装置的刚度比、初始屈服位移等设计参数有一定的参考价值。

关键词: 隔震; 非线性; 时程分析

中图分类号: TU352 文献标志码: A

1 前言

传统的抗震设计主要是通过提高结构的强度、刚度和延性, 达到人们期望的抗震设防目标, 然而对于随机性很强、发生概率很小的强震作用, 这种设计方法显得非常被动。现代减震控制技术为结构物抵御地震作用提供了新的途径。利用减震控制技术, 可以变被动抗震为减震控制, 通过特殊装置隔离、消耗地震能量, 从而减轻结构物在地震中的破坏。从七十年代起, 减震技术得到了广泛深入的研究, 特别是隔震技术, 在实际工程中得到了较多的应用。隔震技术的基本原理可以简单地概括为: 采用水平柔性支承, 增长结构周期, 减小结构的加速度反应; 增加结构阻尼, 减小结构的位移反应。

国内外现已开发了多种隔震装置, 其中多数隔震装置是由柔性支座和阻尼器两种元件构成, 或者将支座和阻尼器的功能积于一身。分析不同类型隔震装置的实验资料可以发现, 许多隔震装置的力—位移关系可以简化为双线性^[1,2]。

本文作者在研究 LRB 隔震桥梁地震反应时发现^[3], 对 LRB 隔震桥梁输入多条具有相同反应谱的人工地震波进行非线性时程分析, 不同地震波得到的时程反应最大值差别较大。本文用 25 条具有相

同反应谱的地震波, 通过对单自由度双线性系统地震反应的分析, 进一步讨论了采用双线性隔震装置结构的地震反应特点, 分析了刚度比、屈服位移等参数对其地震反应的影响。

2 计算原理及输入的地震波

2.1 计算原理

对于单自由度双线性系统, 其地震作用下的增量动力平衡方程为:

$$\Delta \ddot{x} + 2\zeta\omega\Delta \dot{x} + \Delta f_s = \Delta \ddot{x}_g \quad (1)$$

式中: $\Delta \ddot{x}$ 、 $\Delta \dot{x}$ 、 Δf_s 分别是 Δt 时刻内系统的加速度、速度及恢复力的增量,

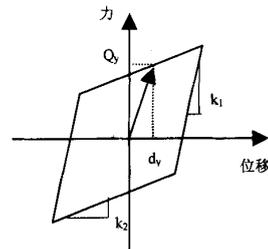


图 1 双线性滞回曲线

Fig.1 Bilinear hysteresis loop
 $\Delta \ddot{x}_g$ 是 Δt 时刻内地震加速度的增量,

收稿日期: 2000-09-17; 修改日期: 2001-11-04

基金项目: 甘肃省中青年科技基金资助项目(YS001-A22-007)

作者简介: 朱东生(1964), 男, 甘肃平凉人, 副教授, 博士, 主要从事桥梁抗震及结构分析研究

王根会(1962), 男, 陕西人, 教授, 博士, 从事桥梁工程研究

陈兴冲(1963), 男, 江苏人, 教授, 博士, 从事桥梁工程研究

α 是系统阻尼比, 本文计算时取 0.05,

ω 是由系统屈服前刚度确定的系统圆频率。

方程(1)一般采用数值方法计算, 本文采用 Newmark- β 法计算, 计算时, 系统的恢复力增量可根据系统的当前状态及其位移增量按图 1 所示的滞回曲线确定。

2.2 输入的地震波

本文分析中所使用的部分地震波是按三角级数法合成的, 合成时, 考虑了相位角的分布特征。三角级数法合成人工地震波的基本公式是:

$$a(t) = \sum_{k=1}^N A_k \cos(\omega_k t + \varphi_k) \quad (2)$$

式中: $a(t)$ 为模拟的地震地面加速度时间函数

N 为所取的三角级数总项数, 文中取 2048 项

ω_k 、 φ_k 分别为第 k 个三角函数的圆频率及初始相位角

A_k 为第 k 个三角函数的幅值, 根据目标反应谱确定。

按照公式(2), 以我国公路工程抗震设计规范中 III 类场地上的设计谱^[4]作为目标谱, 合成了 25 条人工波。合成人工地震波时, 考虑了相位差谱的分布特征^[5]。前 20 条地震波的相位差谱在 $(-2\pi, 0)$ 区间内是对数正态分布, 21 到 25 号地震波的相位角是取 El Centro 地震波东西分量及南北分量、唐山余震时天津医院地震波的东西分量及南北分量、唐山余震时天津宁河地震波等 5 条实际地震波的相位角。实际上, 后 5 条地震波是根据给定的目标谱对实际地震记录的一种综合调整。

3 结果及分析

3.1 计算过程简述

对于具有图 1 所示的双线性滞回曲线的隔震装置, 设计中可控制的参数包括: 屈服前刚度 k_1 、屈服后刚度 k_2 与屈服前刚度 k_1 之比 α 、初始屈服位移 d_y 等。当系统质量给定后, 改变系统屈服前刚度 k_1 就可改变其初始周期。

若系统初始周期 T 、刚度比 α 、初始屈服位移 d_y 确定后, 按照方程(1), 每输入一条地震波, 就可得到一个时程反应的最大值。分别输入 25 条地震波, 可得到 25 个时程反应的最大值。通过统计分析这 25 个时程反应最大值的均值、最大值、最小值及变异系数, 研究分析刚度比 α 、初始屈服位移 d_y 对双线性隔震结构地震反应的影响。

在本文研究中, 系统的初始周期从 0.1s 变化到 3.0s, 每隔 0.1s 计算一次, 故周期的取值共有 30 个; 刚度比 α 取值分别为 1.0、0.8、0.7、0.6、0.5、0.4、0.3、0.2、0.15、0.1、0.05、0.0; 初始屈服位移 d_y 按照系统初始周期对应的位移反应谱 SD 按下式确定:

$$d_y = \alpha \times SD = \alpha \times SA / \omega^2 \quad (3)$$

式中: SA 是合成人工地震波时所选的目标谱, 即文献[4]中 III 类场地上的设计谱。

α 的取值从 0.6 到 0.05, 不等间隔地取了 15 个值, 当 α 值较大时, 其差值较大, 当 α 值较小时, 其差值较小。

按照上述计算过程, 本文对方程(1)共进行了 $25 \times 30 \times 15 \times 11 = 123750$ 次时程分析。每次分析时的时间步长为 0.01s, 地震波持续时间为 20s。图 2、图 3、图 4 及表 1、表 2 是其中的部分计算结果统计值。

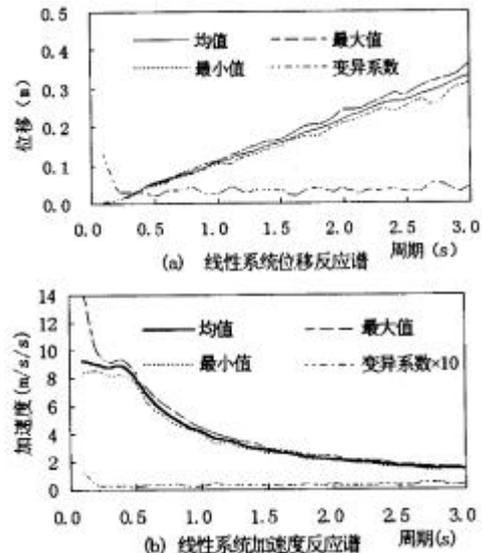


图 2 线性系统位移及加速度反应谱

Fig.2 Displacement and acceleration spectra of linear systems

3.2 结果分析

分析上述大量计算结果, 可以发现以下规律:

1、线性结构(刚度比 $\alpha=1$), 计算了这 25 条地震波在 0.1s~3.0s 周期内的位移及加速度反应谱, 图 2 示出了 25 条地震波位移及加速度反应谱的均值、最大值、最小值和变异系数。从图中可以看出, 在 0.1~3.0s 的周期范围内, 25 条地震波的位移及加速度反应谱很接近, 除了 0.1s~0.2s 的周期区间, 在其它周期区间内, 变异系数一般小于 0.05。这说明, 本文分析中所采用的地震波具有基本相同的反应谱, 其计算结果之间的可比性较强。

2、从图 3 可以看出，对于双线性系统，随着刚度比的减小，25 条地震波位移反应谱的变异系数逐渐增大。这表明，随着刚度比的减小，不同地震波作用下位移时程反应最大值的离散性明显增大。从图 3 还可以发现，在 1.0~3.0s 的周期范围内，周期对位移反应谱变异系数的影响不大。

表 1 位移反应随周期、刚度比及屈服位移的变化(cm)

Table 1 Variations of displacement with period, stiffness ratio and yielding displacement

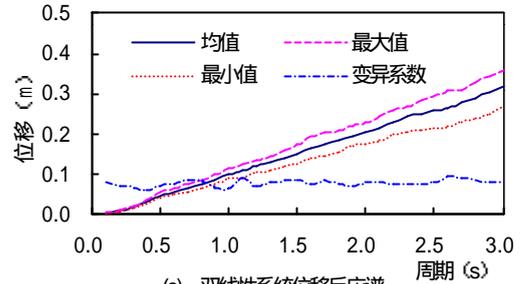
初始屈服位移	周期	刚度比								
		1	0.7	0.5	0.3	0.2	0.15	0.1	0	
0.5SD	0.5s	均值 5.11	4.58	4.47	4.5	4.55	4.62	4.71	5.11	
	最大值	5.38	5.54	5.77	6.1	6.31	6.43	6.57	8.49	
1.0SD	0.5s	均值 10.62	9.88	9.8	9.92	10.07	10.16	10.37	10.92	
	最大值	11.3	11.4	11.9	12.5	12.9	13.1	13.3	14.2	
1.5SD	0.5s	均值 16.02	15.1	15	15.12	15.36	15.49	15.67	16.67	
	最大值	16.7	17.2	17.6	18.2	18.8	19.1	19.4	22.3	
0.2SD	0.5s	均值 5.11	4.34	4.14	4.12	4.33	4.58	4.87	7.08	
	最大值	5.38	5.37	5.45	5.82	6.44	6.89	7.56	12.6	
1.0SD	0.5s	均值 10.62	9.98	10.06	10.05	10.5	10.87	11.47	13.8	
	最大值	11.3	12	13.2	15.2	16.6	17.5	18.5	22.5	
1.5SD	0.5s	均值 16.02	15.46	15.25	15.76	16.2	16.77	17.61	21.98	
	最大值	16.7	17.9	19.2	21.5	23	24.2	25.7	35.2	
0.1SD	0.5s	均值 5.11	4.69	4.59	4.81	5.31	5.74	6.35	9.98	
	最大值	5.38	5.63	6.03	6.73	7.83	8.39	10.3	19.1	
1.0SD	0.5s	均值 10.62	10.71	11.12	11.59	12.37	13.07	14.2	19.83	
	最大值	11.3	12.2	13.8	16.1	17.6	18.8	20.1	31.9	
1.5SD	0.5s	均值 16.02	16.31	17.04	18.1	19.86	21.29	22.82	31.13	
	最大值	16.7	18.4	20.1	23	25.4	27.3	30.7	55.3	

3、从图 3 和表 1 的结果可以发现，不论周期大小，随着刚度比的减小，位移反应的均值变化不大，在刚度比较大时，位移反应的均值还较线性系统的有所减小，而位移反应的最大值则随刚度比的减小逐渐增加。特别是刚度比由 0.1 变化为 0 时，多数情况下，位移反应的最大值有明显增加。

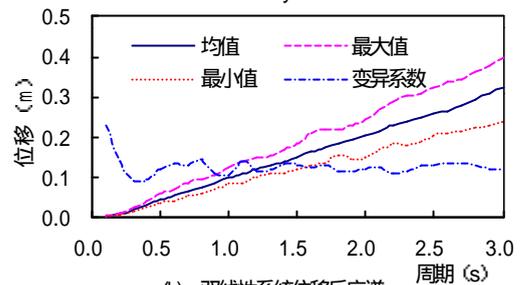
4、图 4 和表 1 的结果表明，随着初始屈服位移的减小，位移反应的变异系数并不是逐渐增大。当初始屈服位移取 0.3SD 附近的值时，位移反应的变异系数达到最大值。除了刚度比较大且周期较小的情况外，多数情况下，位移反应的均值和最大值都随着屈服位移的减小而逐渐增大。

5、从表 2 的结果可以看出，不论周期大小，随着刚度比和屈服位移的减小，绝大多数情况下，加

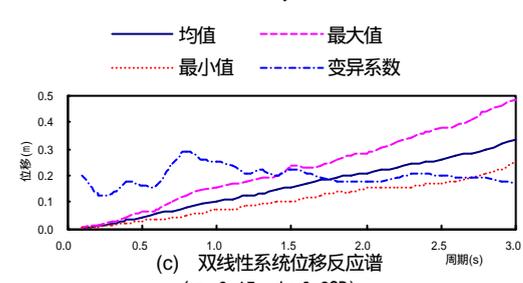
速度反应的均值和最大值总是减小。且加速度反应最大值与其均值之间的差别没有位移反应的差别大，这与双线性结构的特点是相符的。



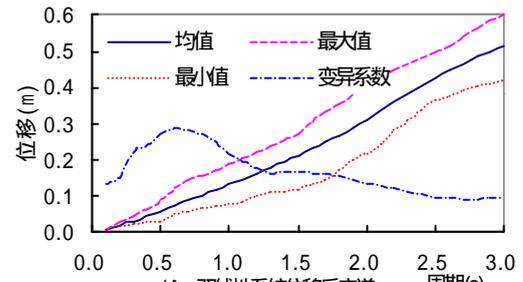
(a) 双线性系统位移反应谱 ($\alpha=0.7$ $\delta y=0.5SD$)



(b) 双线性系统位移反应谱 ($\alpha=0.3$ $\delta y=0.5SD$)



(c) 双线性系统位移反应谱 ($\alpha=0.15$ $\delta y=0.3SD$)



(d) 双线性系统位移反应谱 ($\alpha=0.15$ $\delta y=0.1SD$)

图 3 不同刚度比下双线性系统的位移反应谱

Fig.3 Displacement spectra of bilinear systems for different stiffness ratios

6、分析表 2 中加速度随刚度比减小的变化规律后可以发现，随着刚度比的减小，无论周期大小，加速度的减小比例基本接近。例如屈服位移等于 0.5SD，刚度比由 1 减小到 0.1 时，加速度一般可减小近 1/2；当屈服位移等于 0.2SD，刚度比由 1 减小到 0.1 时，加速度一般可减小 2/3 多；当屈服位移等于 0.1SD，刚度比由 1 减小到 0.1 时，加速度一般可

减小近 3/4。但从加速度减小的绝对值上看，短周期结构的减小量远大于长周期结构。因此，从减小系统加速度反应的角度来看，系统初始周期越小，隔震效果越明显。

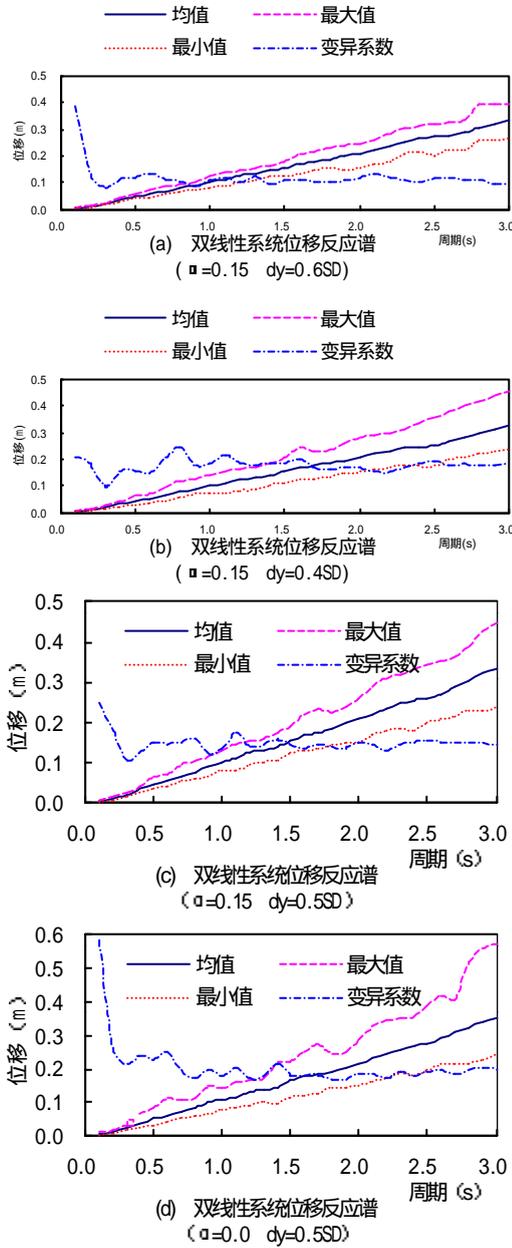


图 4 不同屈服位移下双线性系统的位移反应谱

Fig.4 Displacement spectra of bilinear systems for different yielding displacements

7、分析表 1 和表 2 中位移及加速度结果随屈服位移的变化后可以发现，隔震装置的初始屈服位移不宜过小。因为屈服位移较小时，随着屈服位移的进一步减小，加速度的减小量有限，而位移增加较多。例如周期为 0.5s，刚度比为 0.1，屈服位移分别为 0.5SD，0.2SD，0.1SD 时，加速度反应的最大值

分别为 4.63m/s²，2.63m/s²，2.34m/s²，位移反应的最大值分别为 6.57cm，7.56cm，10.3cm。

表 2 加速度反应随周期、刚度比及屈服位移的变化(m/s²)
Table 2 Variations of acceleration with period, stiffness ratio and yielding displacement

初始屈服位移	周期	刚度比								
		1	0.7	0.5	0.3	0.2	0.15	0.1	0	
0.5SD	0.5s	均值	8.06	6.26	5.52	4.92	4.63	4.48	4.33	3.99
		最大值	8.48	7.32	6.55	5.68	5.18	4.91	4.63	
	1.0s	均值	4.19	3.35	2.97	2.62	2.45	2.36	2.27	2.07
		最大值	4.48	3.76	3.38	2.93	2.67	2.53	2.38	
1.5s	均值	2.81	2.28	2.02	1.78	1.66	1.6	1.54	1.41	
	最大值	2.93	2.53	2.25	1.94	1.78	1.7	1.6		
0.2SD	0.5s	均值	8.06	5.27	4.07	3.07	2.64	2.44	2.2	1.6
		最大值	8.48	6.41	5.1	3.87	3.31	2.99	2.63	
	1.0s	均值	4.19	3	2.4	1.77	1.49	1.35	1.2	0.83
		最大值	4.48	3.56	3.02	2.38	1.97	1.74	1.48	
1.5s	均值	2.81	2.07	1.62	1.22	1.02	0.92	0.81	0.56	
	最大值	2.93	2.37	1.96	1.52	1.26	1.11	0.96		
0.1SD	0.5s	均值	8.06	5.42	4.02	2.83	2.31	2.04	1.72	0.8
		最大值	8.48	6.45	5.16	3.74	3.11	2.74	2.34	
	1.0s	均值	4.19	3.08	2.4	1.66	1.31	1.12	0.93	0.41
		最大值	4.48	3.48	2.93	2.19	1.72	1.46	1.16	
1.5s	均值	2.81	2.09	1.63	1.15	0.92	0.8	0.65	0.28	
	最大值	2.93	2.35	1.9	1.41	1.2	0.96	0.79		

4 结束语

本文用 25 条具有基本相同反应谱的地震波，对单自由度双线性隔震系统进行了大量的非线性时程反应分析，计算结果表明：

1、虽然 25 条地震波的位移及加速度反应谱基本相同，但用这 25 条地震波计算双线性隔震系统的地震反应所得到的反应谱差别较大，尤其是位移反应谱。对 25 条地震波的位移反应谱统计分析后发现，对于线性结构，位移反应谱的变异系数一般小于 0.05，而双线性系统位移反应谱的变异系数则较大，特别是当双线性系统的刚度比和屈服位移较小时。

2、当前基于位移的抗震设计方法越来越受到工程界的重视，有研究表明，结构最大位移反应取决于瞬时输入能量^[6, 7, 8]。本文的结果表明，瞬时输入能量大小与结构特性、地震波特性均有密切关系。其中的内在关系需要今后进一步深入研究。

3、对于双线性隔震装置,选择其初始屈服位移和刚度比时,应根据结构的控制设计因素综合考虑确定。如果结构的控制设计因素主要是力,位移允许较大,则可以尽量减小隔震装置的初始屈服位移和刚度比。如果结构的控制设计因素主要是位移,荷载允许较大,则可以选择较大的初始屈服位移和刚度比。对于多数工程结构来说,经常是力和位移共同控制设计,一般希望采用隔震装置后,位移和加速度反应都尽量小。此时,隔震装置的刚度比、初始屈服位移应结合结构的初始周期综合考虑确定。一般情况下,刚度比可尽量小,如果没有其它阻尼装置,则刚度比不宜等于0,因为此时位移反应较大,且位移反应的大小很难预测。初始屈服位移不宜太小,这不仅是为了满足结构在正常使用和小震时保持弹性状态的需要,而且初始屈服位移在一定的水平上继续减小时,结构的加速度反应减小较少,位移反应增加较多。

参考文献:

- [1] Skinner R I, Robinson W H, Mcverry G H. 工程隔震概论[M]. 北京:地震出版社,1996.
Skinner R I, Robinson W H, Mcverry G H. An introduction to seismic isolation[M]. Beijing: Seismic Press, 1996.
- [2] 周福霖. 工程结构减震控制[M]. 北京:地震出版社,1997.
ZHOU Fulin. Seismic isolation and control for engineering structures[M]. Beijing: Seismic Press, 1997. (in Chinese)
- [3] 朱东生, 劳远昌, 沈大元, 等. LRB 隔震桥梁的地震反应特点[J]. 工程力学, 2001, 18(1): 119-125.
ZHU Dongsheng, LAO Yuanchang. The seismic response features of isolated bridge with LRB[J]. Engineering Mechanics, 2001, 18(1): 119-125. (in Chinese)
- [4] JTJ004-89. 公路工程抗震设计规范[S]. 北京:人民交通出版社,1990. 23-29.
JTJ004-89. Specifications for aseismic design of highway engineering[S]. Beijing: (in Chinese)
- [5] 朱昱, 冯启民. 地震加速度相位差谱分布的数字特征[J]. 地震工程与工程振动, 1993, 13(2): 30-36.
ZHU Yu, FENG Qiming. Numeric distribution characteristic of phase difference spectrum of accelerograms[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 1993, 13(2): 30-36. (in Chinese)
- [6] 王亚勇. 关于设计反应谱、时程法和能量方法的探讨[J]. 建筑结构学报, 2000, 21(1): 21-28.
WANG Yayong. A review of seismic response spectra, time history analyses and energy methods[J]. Journal of Building Structures, 2000, 21(1): 21-28. (in Chinese)
- [7] Ye Lieping, S. Otani. Maximum seismic displacement of inelastic system based on energy concept[J]. Earthquake Eng. Struct. Dyn., 1999, 28(12): 1483-1499.
- [8] C. M. Uang, V. V. Bertero. Evaluation of seismic energy in structures[J]. Earthquake Eng. Struct. Dyn., 1990, 19(1): 77-90.

SEISMIC RESPONSE OF BILINEAR SEISMIC ISOLATION DEVICES WITH SINGLE DOF

ZHU Dong-sheng, WANG Gen-hui, CHEN Xing-chong

(School of Civil and Architecture, Lanzhou Railway University, Lanzhou 730070)

Abstracts: Numerous nonlinear time history analyses of single-degree-of-freedom bilinear system are carried out by the use of large numbers of seismic waves. These waves have the same response spectrum and the similar envelope in time-domain. The seismic response features of structures with bilinear seismic isolation devices are discussed. The influences of parameters on seismic response of seismic isolated structures are studied. These parameters are the initial yielding displacement and the ratio of the inelastic stiffness to the elastic stiffness of bilinear seismic isolation devices. The present results may have some reference value to the designing of structures with bilinear seismic isolation devices.

Key words: seismic isolation; nonlinearity; time-history analysis