DOI:10.3876/j.issn.1000-1980.2010.05.013

中小跨度悬索桥非线性液体黏滞阻尼器反应谱迭代方法

刘龙源,李硕娇,聂利英

(河海大学土木与交通学院,江苏 南京 210098)

摘要:通过中小跨度悬索桥的模态分析、地震激励分析以及相应的频谱分析,证明了纵飘振型为中小跨度悬索桥梁端纵向位移的单一控制振型.中小跨度悬索桥梁端纵向位移具有单自由度体系特征,故可根据纵飘振型建立中小跨度悬索桥梁端纵向位移单自由度模型,应用非线性液体黏滞阻尼器单自由度反应谱迭代方法,实现非线性液体黏滞阻尼器参数的选取和中小跨度悬索桥梁端纵向最大位移的估算.

关键词:中小跨度悬索桥;反应谱迭代;非线性液体黏滞阻尼器;庆丰大桥

中图分类号:U448.25;U442.5+5 **文献标志码**:A **文章编号**:1000-1980(2010)05-0550-05

近年来,非线性液体黏滞阻尼器[1-2]在我国桥梁工程中应用越来越多[3],如四川鹅公岩大桥[4]、上海卢浦大桥[5]、苏通大桥[6]和舟山大陆连岛工程西堠门大桥主桥[7]等.一般情况下,非线性液体黏滞阻尼器参数的选取是由场地安全评价得到的地震波通过全桥模型下的地震反应非线性时程分析[8](有限的几条地震波)得到,但该方法使得非线性液体黏滞阻尼器参数的选取具有工作量大、方法过于复杂的缺点.本文针对中小跨度悬索桥展开非线性液体黏滞阻尼器参数选取反应谱迭代方法研究.

相对千米级的大跨度悬索桥,中小跨度悬索桥的悬吊体系具有加劲梁梁体自重比较大的特点[9].因此,在决定中小跨度悬索桥加劲梁纵向位移的振动中,以加劲梁纵向飘动为主的振型——纵飘,往往起到控制作用,故可根据纵飘振型建立相应的单自由度模型,应用非线性液体黏滞阻尼器单自由度反应谱迭代方法[10],实现非线性液体黏滞阻尼器参数的选取和中小跨度悬索桥梁端纵向最大位移的估算,从而减小减震设计的难度以及工作量.本文以宁波市庆丰大桥为例进行分析与验证.

1 中小跨度悬索桥梁端纵向位移单自由度模型

1.1 梁端纵向位移控制振型分析

1.1.1 计算模型

宁波市庆丰大桥为单跨地锚式悬索桥,主桥主梁为带 U 形加筋肋的钢箱梁,主跨 280 m,两边跨 41 m,锚锭基础中心与主塔中心间距 93 m,主跨布置 108 根吊索,吊索间距 9.8 m.桥塔为门式塔型,塔身高 60 m,塔柱中心距 33.5 m,塔身截面以箱型为主.运用 Sap2000 建立庆丰大桥的全桥模型,并进行动力分析.庆丰大桥动力计算模型如图 1 所示.

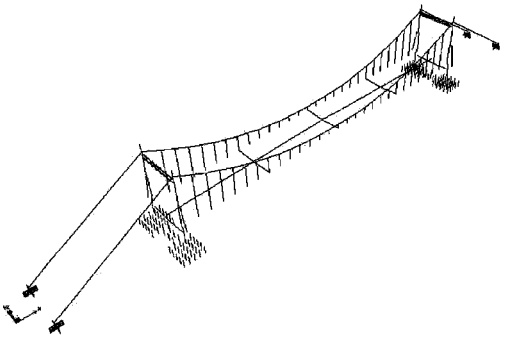


图 1 动力计算模型

Fig. 1 Dynamic analytical model

1.1.2 模态分析

对庆丰大桥模型进行模态分析,振型数取前 200 阶,其中前 10 阶振型特征分别是纵飘、一阶反对称竖弯、一阶对称竖弯、对称竖弯、对称侧弯及扭转、索面对称振动、索面反对称振动、索面振动、索面振动、边主缆振动,到第 19 阶振型出现一阶对称扭转,第 28 阶振型出现主塔振动.由以庆丰大桥

收稿日期:2009-10-09

基金项目:江苏省自然科学基金(BK2005110)

作者简介:刘龙源(1984—),男,江苏无锡人,硕士研究生,主要从事桥梁抗震研究.E-mail:jswxlly@163.com

为代表的中小跨度悬索桥模态分析结果可见:由于中小跨度悬索桥通常都是简支型,桥塔刚度很大而主梁纵向联系较弱,所以第 1 阶振型为主梁纵飘;以主梁竖向振动为主的振型较早出现但对主梁纵向位移基本无影响;缆索的振型数量较多;主梁扭转振型与桥塔振动出现较晚.由此可以判断,纵飘振型很可能就是庆丰大桥梁端纵向位移的控制振型.

1.1.3　地震波激励分析

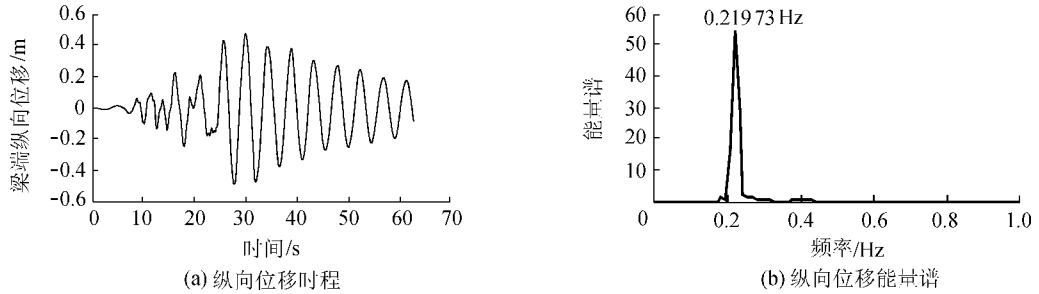
为了验证在地震波激励下,中小跨度悬索桥梁端纵向位移响应具有单自由度体系特征,且其控制振型为纵飘振型,选取 12 条地震波,如表 1 所示,对庆丰大桥全桥模型进行非线性地震反应分析,得到庆丰大桥梁端纵向位移时程.进而通过对庆丰大桥梁端纵向位移时程的频谱分析,判断其控制振型.

表 1　地震波及全桥模型梁端纵向位移控制频率

Table 1　Earthquake waves and control frequencies for longitudinal displacement at girder end for whole-bridge model

编号	地震波记录名称	梁端纵向位移控制频率/Hz
F1-1	1985,La Union,Michoacan Mexico,N00E	0.219 73
F1-2	1985,La Union,Michoacan Mexico,N90E	0.219 73
F5-1	1952,Taft,Kern County,N21E	0.231 93
F5-2	1952,Taft,Kern County,S69E	0.219 73
F7-1	1940,El Centro-lmp Vall lrr Dist,El Centro,180	0.217 93
F7-2	1940,El Centro-lmp Vall lrr Dist,El Centro,270	0.231 93
F3-1	1971,Castaic-OldRidge Route,San Fernando,N21E	0.219 73
F3-2	1971,Castaic-OldRidge Route,San Fernando,N69W	0.219 73
N1-1	1988,Zhutang A,Langcang,S00E	0.219 73
N1-2	1988,Zhutang A,Langcang,S90E	0.207 52
N3-1	1988,Gengmaa,Gengma2,S00E	0.207 52
N3-2	1988,Gengmaa,Gengma2,S90E	0.207 52

分析中地震波加速度峰值统一选取 0.4 g,输入方向为纵桥向,全桥模型固有阻尼比取 0.02.图 2 给出了地震波 F1-1 激励下庆丰大桥梁端纵向位移时程及其频谱.从图 2(b)可以看出,庆丰大桥梁端纵向位移控制频率为 0.219 73 Hz.由表 1 可见,庆丰大桥全桥模型振动频率呈现单一频率控制的特点,其值在 0.207 52 ~ 0.231 93 Hz 之间,非常接近纵飘振型频率 0.222 092 Hz.由此可见,地震波激励下庆丰大桥梁端纵向位移响应由纵飘振型控制.



(a) 纵向位移时程　　(b) 纵向位移能量谱

图 2　地震激励分析

Fig. 2　Seismic excitation analysis

以上分析证实了纵飘振型为中小跨度悬索桥梁端纵向位移的单一控制振型,中小跨度悬索桥梁端纵向位移具有单自由度体系特征,因此可针对中小跨度悬索桥梁端纵向位移响应建立相应的单自由度模型.

1.2　单自由度模型建立及其适用性验证

由于中小跨度悬索桥的加劲梁在整个悬吊体系中具有自重大的特点,在纵向振动中类似摆的结构,因此可以直接将加劲梁和主缆的总质量作为单自由度模型的质量.对庆丰大桥而言,其对应的单自由度模型的质量取加劲梁和主缆的总质量 6 450 t,再根据纵飘振型频率即可得单自由度模型的等效刚度为 12.6 MN/m.

为了验证用单自由度模型求解设置非线性液体黏滞阻尼器的中小跨度悬索桥在地震波激励下的梁端纵向位移响应是合理的,对不设非线性液体黏滞阻尼器的全桥模型和单自由度模型在地震波激励下中小跨度

悬索桥梁端纵向位移时程进行了对比分析.模型固有阻尼比均取0.02;设置的非线性液体黏滞阻尼器参数统一为:阻尼系数取2000 kN/(m·s^{-1})$^{0.7}$,阻尼指数取0.7.地震波激励取表1所示的地震波,地震等级统一取0.4 g,输入方向纵桥向.

不设非线性液体黏滞阻尼器与设置阻尼器的全桥模型和单自由度模型,在地震波激励下梁端最大位移和相对误差如表2所示,在地震波F1-1激励下梁端纵向位移时程对比如图3所示.由于全桥模型是多自由度模型,其他振型多少会有参与,而地震波的频率成分复杂.当地震波中主要频率成分与可以造成一定梁端位移的结构频率吻合较好时,全桥模型与单自由度模型对比误差会有一定程度的加大.但是从表2分析结果总体来看,无论是否设置非线性液体黏滞阻尼器,全桥模型与单自由度模型最大位移相对误差均小于10%,说明该单自由度模型简化合理.因此,中小跨度悬索桥梁端纵向位移相应的单自由度模型对设置非线性液体黏滞阻尼器的情况同样适用.

表2 地震激励下梁端最大位移和相对误差

Table 2 Values of maximum longitudinal displacement at girder end and relative errors under seismic excitation

地震波编号	不设阻尼器情况			设置阻尼器情况		
	全桥模型最大位移/m	单自由度模型最大位移/m	相对误差/%	全桥模型最大位移/m	单自由度模型最大位移/m	相对误差/%
F1-1	0.48259	0.50631	4.92	0.28667	0.27147	5.30
F1-2	0.32880	0.33436	1.69	0.18530	0.17786	4.02
F5-1	0.52873	0.55142	4.29	0.24144	0.24598	1.88
F5-2	0.45868	0.48387	5.49	0.17906	0.16642	7.06
F7-1	0.19818	0.20524	3.56	0.14887	0.14726	1.08
F7-2	0.72172	0.75585	4.73	0.53178	0.54548	2.58
F3-1	0.10959	0.11647	6.28	0.05643	0.05468	3.10
F3-2	0.13595	0.14112	3.80	0.11425	0.10962	4.05
N1-1	0.25027	0.25736	2.83	0.14473	0.13099	9.49
N1-2	0.15856	0.16385	3.34	0.12975	0.12710	2.04
N3-1	0.37797	0.39182	3.66	0.18804	0.17936	4.62
N3-2	0.10368	0.10582	2.06	0.07550	0.07345	2.72

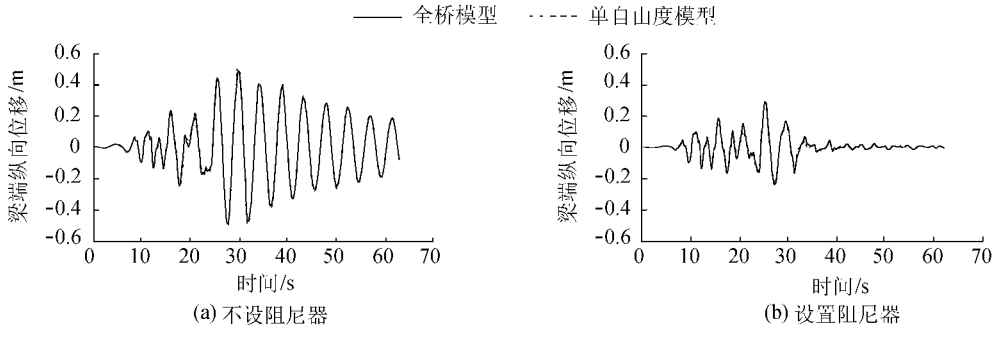


图3 梁端纵向位移时程

Fig. 3 Time history of longitudinal displacement at girder end

2 非线性液体黏滞阻尼器单自由度反应谱迭代设计

2.1 非线性液体黏滞阻尼器单自由度反应谱迭代方法

非线性液体黏滞阻尼器的阻尼力 f_D 与相对运动速度 $\dot{u}$ 的关系为

$$f_D = c_\alpha \mathrm{sgn}(\dot{u}) |\dot{u}|^\alpha \tag{1}$$

式中:c_α——阻尼系数;α——阻尼指数;sgn()——关于 $\dot{u}$ 的符号函数.

地震波激励下,设置非线性液体黏滞阻尼器的单自由度体系的运动方程为[4]

$$\ddot{u} + 2\zeta\omega_n\dot{u} + {\omega_n}^2 u + \frac{2\zeta_{sd}\omega_n}{\beta_\alpha}(\omega_n u_0)^{1-\alpha}\mathrm{sgn}(\dot{u})|\dot{u}|^\alpha = -\ddot{u}_g(t) \tag{2}$$

其中

$$\zeta_{sd} = \frac{\beta_\alpha c_\alpha}{2m\omega_n}(\omega_n u_0)^{\alpha-1} \tag{3}$$

$$\beta_\alpha = \frac{2^{2+\alpha}\Gamma^2(1+\alpha/2)}{\pi\Gamma(2+\alpha)} \tag{4}$$

式中:ζ_{sd}——按照等能量原则得到的非线性液体黏滞阻尼器的附加阻尼比;m,ω_n——单自由度体系的质量、固有振动圆频率;β_α——常数.

由文献[10]结论可知,当单自由度动力方程中按照等能量原则[11]设置非线性液体黏滞阻尼器的附加阻尼比 ζ_{sd}时(式(2)),单自由度体系的地震响应基本不受 α 的影响,即与 $\alpha=1$ 时的单自由度体系基本一致.因此,单自由度体系的地震响应可由相应单自由度体系(固有周期 T_n,总阻尼比 $\zeta+\zeta_{sd}$)的设计反应谱直接决定.但是,附加阻尼比 ζ_{sd}包含了未知的最大位移 u_0(式(3)),最大位移 u_0 事实上与 ζ_{sd}有关.因此,不能由式(3)直接得出 ζ_{sd},这就需要一个迭代过程.以下以庆丰大桥对应的单自由度模型为例,具体说明如何运用非线性液体黏滞阻尼器的反应谱迭代方法,选取非线性液体黏滞阻尼器参数并估算最大位移.

2.2　非线性液体黏滞阻尼器单自由度反应谱设计步骤

已知庆丰大桥纵飘振型对应的单自由度模型,该模型固有频率为 0.222 092 Hz,固有阻尼比取 0.02.场地类型为Ⅳ类场地,抗震设防烈度取 9 级(0.4 g).现期望通过设置非线性液体黏滞阻尼器,使梁端最大位移减小一半左右.

根据 JTG/TB 02-01—2008《公路桥梁抗震设计细则》[12],将水平设计加速度反应谱 S 由公式[13]

$$D = S/\omega_n^2$$

转换为水平设计位移反应谱 D,作为单自由度模型非线性液体黏滞阻尼器参数选取中设计反应谱分析的根据.在不设非线性液体黏滞阻尼器情况下,单自由度模型固有频率为 0.222 092 Hz,固有阻尼比为 0.02,由设计反应谱可得单自由度模型最大位移 $D=0.777\,1$ m.

因此,设置非线性液体黏滞阻尼器后期望模型最大位移减小到 0.4 m.由阻尼比对规范反应谱的修正公式[12],计算得需要的附加阻尼比 $\zeta_{sd}=0.132\,5$.

若选定一个非线性液体黏滞阻尼器阻尼指数 α,根据式(3),则阻尼系数可由式(5)求解:

$$c_\alpha = \frac{2m\zeta_{sd}\,\omega_n}{\beta_\alpha}(\omega_n u_0)^{1-\alpha} = \frac{2m\zeta_{sd}\,\omega_n}{\beta_\alpha}(\omega_n D)^{1-\alpha} \tag{5}$$

将 $\zeta_{sd}=0.132\,5$ 代入式(5),可以选择许多不同的非线性液体黏滞阻尼器来提供附加阻尼比.如果选择阻尼指数 $\alpha=0.7$,由式(4)得 $\beta_\alpha=1.0634$,代入式(5)可得 $c_\alpha=1\,882\ \mathrm{kN/(m\cdot s^{-1})^{0.7}}$

假定选取阻尼指数 $\alpha=0.7$、阻尼系数 $c_\alpha=2000\ \mathrm{kN/(m/s)^{0.7}}$的非线性液体黏滞阻尼器,通过反应谱迭代,估算单自由度模型最大位移.迭代过程如下:

a. 假定初始值 $\zeta_{sd}^{(0)}=0$,从设计反应谱上得出 $D^{(0)}=D(T_n,\zeta)=0.777\,1$ m,令 $u_0=D^{(0)}$,根据式(3)计算得 $\zeta_{sd}^{(1)}=0.115\,4$.

b. 从设计反应谱上得出 $D^{(1)}=D(T_n,0.02+\zeta_{sd}^{(1)})=0.415\,7$ m,令 $u_0=D^{(1)}$,根据式(3)计算得 $\zeta_{sd}^{(2)}=0.139\,2$.

c. 经过 i 次迭代,从设计反应谱上得出 $D^{(i)}=D(T_n,\zeta+\zeta_{sd}^{(i)})$,令 $u_0=D^{(i)}$,根据式(3)计算 $\zeta_{sd}^{(i+1)}$.具体迭代结果见表 3.

表 3　单自由度模型反应谱迭代结果

Table 3　Iterative results of response spectra of model with single degree of freedom

迭代次数	ζ_{sd}^{i}	$\zeta_{sd}^{i}+0.02$	$D^{(i)}$	$\zeta_{sd}^{(i+1)}$
0	0.000 0	0.020 0	0.777 1	0.115 4
1	0.115 4	0.135 4	0.415 7	0.139 2
2	0.139 2	0.159 2	0.394 5	0.141 4
3	0.141 4	0.161 4	0.392 8	0.141 6
4	0.141 6	0.161 6	0.392 7	0.141 6

d. 重复 c,直到连续得出的 2 个 ζ_{sd}值足够近似.由表 3 可见,经过 4 次迭代,可得附加阻尼比 $\zeta_{sd}=0.141\,6$,模型最大位移 $u_0=D^{(4)}=0.392\,7$ m.

3　结　　论

a. 通过以宁波庆丰大桥为工程背景的中小跨度悬索桥的模态分析、地震波激励分析以及相应的频谱分析,证实了纵飘振型为中小跨度悬索桥梁端纵向位移的单一控制振型,中小跨度悬索桥梁端纵向位移具有单自由度体系特征,因此可针对中小跨度悬索桥梁端纵向位移响应建立相应的单自由度模型.

b. 根据纵飘振型建立相应的单自由度模型,采用多条地震波进行单自由度模型和全桥模型在有、无非

线性液体黏滞阻尼器情况下的对比分析,验证了本文提出的单自由度模型参数选取的合理性以及在设置非线性液体黏滞阻尼器情况下的适用性.

c.以宁波庆丰大桥梁端设置非线性液体黏滞阻尼器的设计过程为例,展示了如何方便地应用反应谱迭代分析方法来实现非线性液体黏滞阻尼器参数的选取并估算最大位移,以减小减震设计的难度以及工作量.

参考文献:

[1] MAKRIS N. Theoretical and experimental investigation of viscous dampers in applications of seismic and vibration isolation[D]. New York: State University of New York, Buffalo, Amherst, 1992.

[2] LEE D, TAYLOR D P. Viscous damper development and future trends [J]. Structural Design of Tall Buildings, 2001, 10(5): 311-320.

[3] 陈永祁,耿瑞琦,马良喆.桥梁用液体黏滞阻尼器的减振设计和类型选择[J].土木工程学报,2007,40(7):55-61.(CHEN Yong-qi, GENG Rui-qi, MA Liang-zhe. Design and selection of fluid viscous devices for shock control of bridges[J]. China Civil Engineering Journal, 2007, 40(7): 55-61.(in Chinese))

[4] 聂利英,李建中,胡世德,等.任意荷载作用下液体黏滞阻尼器在桥梁工程中减震作用探讨[J].计算力学学报,2007,24(2):197-202.(NIE Li-ying, LI Jian-zhong, HU Shi-de, et al. Investigation of decreasing vibration effects of fluid viscous damper in bridge engineering under random loads[J]. Chinese Journal of Computational Mechanics, 2007, 24(2): 197-202.(in Chinese))

[5] 王志强,胡世德,周红卫.卢浦大桥减、隔震装置的研究[C]//第十五届全国桥梁学术会议论文集.上海:同济大学出版社,2002: 372-379.

[6] 叶爱君,胡世德,范立础.超大跨度斜拉桥的地震位移控制[J].土木工程学报,2004,37(12):38-43.(YE Ai-jun, HU Shi-de, FAN Li-chu. Seismic displacement control for super-long-span cable-stayed bridges[J]. China Civil Engineering Journal, 2004, 37(12): 38-43.(in Chinese))

[7] 聂利英,胡世德.舟山大陆连岛工程西堠门大桥主桥抗震性能研究报告[R].南京:南京水利科学研究院,2004.

[8] INGHAM T J, RODRIGUEZ S, NADER M. Nonlinear analysis of the Vincent Thomas Bridge for seismic retrofit[J]. Computer & Structure, 1997, 64(5): 1221-1238.

[9] 雷俊卿,郑明珠,徐恭义.悬索桥设计[M].北京:人民交通出版社,2002.

[10] LIN Wen-hsiung, CHOPRA A K. Earthquake response of elastic SDF systems with non-linear fluid viscous dampers earthquake [J]. Engng Struct Dyn, 2002, 31: 1623-1642.

[11] CHOPRA A K. Dynamics of structure. Theory and applications to earthquake engineering[M]. Prentice-Hall: Upper Saddle River, 2001.

[12] JTG/T B02-01—2008 公路桥梁抗震设计细则[S].

[13] 范立础.桥梁抗震[M].上海:同济大学出版社,1997.

Iterative response spectrum method of non-linear fluid viscous dampers for medium and small-span suspension bridges

LIU Long-yuan, LI Shuo-jiao, NIE Li-ying

(*College of Civil and Transportation Engineering, Hohai University, Nanjing* 210098, *China*)

Abstract: Based on the modal analysis, seismic excitation analysis and frequency spectrum analysis of medium and small-span suspension bridges, the longitudinal floating vibration mode was confirmed to be the single controlling vibration mode of longitudinal displacement at the girder end. The longitudinal displacement at the girder end of medium and small-span suspension bridges exhibited the characteristics of single degree of freedom system. Therefore, the model with single degree of freedom could be established according to the longitudinal floating vibration mode. The selection of parameters for the non-linear fluid viscous dampers and the estimation of the maximum longitudinal displacement at the girder end of medium and small-span suspension bridges could be realized by use of the iterative response spectrum method of non-linear fluid viscous dampers with single degree of freedom.

Key words: medium and small-span suspension bridge; iterative response spectrum; non-linear fluid viscous damper; Qingfeng bridge