

功率谱法在隔震桥梁抗震分析中的应用研究^{*}

唐光武, 高文军, 刘怀林, 宋刚

(桥梁工程结构动力学国家重点实验室(招商局重庆交通科研设计院有限公司), 重庆 400067)

(本刊编委唐光武来稿)

摘要: 隔震桥梁在地震作用下一般要求墩、梁保持弹性,主要通过非线性构件隔震支座耗散地震能量,属于典型的局部非线性问题,目前主要采用反应谱法和非线性时程法进行抗震分析.对功率谱法在隔震桥梁抗震分析中的应用开展研究,通过一具体实例,建立了结构三维动力有限元计算模型,并根据设计加速度反应谱生成与其匹配的设计加速度功率谱,借助虚拟激励法实施了抗震分析,同反应谱法和非线性时程法计算结果进行了对比分析,结果表明功率谱法和反应谱法以及非线性时程法计算结果具有较好的一致性.

关键词: 隔震桥梁; 局部非线性; 功率谱法; 反应谱法; 非线性时程法

中图分类号: O32 **文献标志码:** A **doi:** 10.21656/1000-0887.370551

引 言

我国桥梁结构抗震体系主要包括延性抗震体系和减隔震体系^[1-2],地震作用下,桥梁的耗能部位位于桥墩上的属于延性抗震体系,主要通过桥墩的弹塑性变形来耗散地震能量;桥梁的耗能部位位于桥梁上、下部连接构件的属于减隔震体系,包括采用减隔震支座的桥梁和在上、下部结构间提供耗能装置来控制上部结构地震惯性力传递到下部结构的桥梁.减隔震体系桥梁的抗震设防目标一般要求桥梁墩柱应保持弹性,墩梁连接处的减隔震支座进入塑性耗散地震能量,是一个局部非线性问题,其抗震分析可以采用非线性时程法,在满足一定条件时也可采用等效线性化方法.等效线性化方法使用弹性反应谱计算较为方便,因此应用较为普遍,研究重点和难点是等效刚度、等效阻尼比这些等效参数的确定^[3-6],以及多个振型组合阻尼比对反应谱的修正,国内外学者对此开展了大量研究^[7-10].目前,美国的隔震桥梁抗震设计规范 Guide specifications for seismic isolation design(2010)对采用反应谱法的等效线性化计算方法给出了较详细的规定^[11].

非线性时程法计算得到的是特定地震动输入下的结构响应,即使具有相同反应谱的地震

^{*} 收稿日期: 2016-11-21; 修订日期: 2017-01-01

基金项目: 国家国际科技合作专项项目(2011DFA83300);国家重点基础研究发展计划(973计划)(2010CB736103);交通运输部应用基础研究项目(2013319740090)

作者简介: 唐光武(1963—),男,研究员,硕士,硕士生导师(E-mail: tangguangwu@cmhk.com);高文军(1983—),男,高级工程师,硕士,硕士生导师(通讯作者. E-mail: gaowenjuncm@cmhk.com);刘怀林(1978—),男,副研究员,硕士,硕士生导师(E-mail: liuhuailin@cmhk.com);宋刚(1980—),男,副研究员,博士(E-mail: songgang@cmhk.com).

波(地震波反应谱同目标谱误差在 5% 以内)作用下,其非线性时程反应计算结果离散性也可能较大^[6]。结构位移反应与瞬时输入能量关系密切^[12],结构阻尼形式的选取对计算结果影响很大^[7-10],而且需进行多组地震波计算分析才能得到较为可靠的结果,计算量大、耗时多。

目前,反应谱法和时程法方面的研究和应用较多,功率谱法的研究和应用较少,本文针对某高烈度区的一座连续梁桥,采用招商局重庆交通科研设计院有限公司和大连理工大学联合开发的桥梁抗震设计专用程序系统 BSAP 1.0 版进行了多振型功率谱法抗震分析计算,该程序功率谱分析采用了虚拟激励法^[13],计算效率高,同时与采用 SAP2000 软件计算得到的反应谱法分析结果以及非线性时程法分析结果进行了对比分析和研究。

1 隔震桥梁功率谱法抗震分析流程

1.1 计算和设计加速度反应谱匹配的设计加速度功率谱

《公路桥梁抗震设计细则》^[1]规定的由设计加速度反应谱计算匹配的设计加速度功率谱公式见式(1),该公式引自 Kaul^[14](1978)提出的一个近似转换公式,Kaul 建议不超越概率 p 取 0.85,但并未对其合理性提出依据,在实际应用时精度亦不能令人满意,经张亚辉等^[15]研究,将不超越概率 p 改为 0.5,计算精度得到极大的改善。

$$S_a(\omega) = \frac{T\xi}{\pi^2} \frac{S^2}{\ln \left[\left(-\frac{T}{2T_d} \ln p \right)^{-1} \right]}, \quad (1)$$

式中, S_a 为设计加速度单边功率谱, S 为设计加速度反应谱值; p 为不超越概率; T_d 为地震持续时间; ξ 为阻尼比; T 为周期, ω 为圆频率。

1.2 隔震桥梁等效刚度和等效阻尼比计算

以隔震桥梁常用的铅芯橡胶支座为例,其等效刚度和等效阻尼比分别为^[11]

$$K_{\text{eff}} = \frac{F_d}{D_d} = \frac{Q_d}{D_d} + K_d, \quad (2)$$

$$\xi_{\text{eff}} = \frac{2Q_d(D_d - \Delta_y)}{\pi D_d^2 K_{\text{eff}}}, \quad (3)$$

式中, F_d 为支座剪力; D_d 为水平变形; Δ_y 为屈服位移; Q_d 为特征强度; K_{eff} 为等效刚度; K_d 为屈服后刚度; ξ_{eff} 为等效阻尼比。支座恢复力模型见图 1,图中 F_y 为支座屈服力。

隔震桥梁全桥等效阻尼比^[11]为

$$\xi_{\text{eq}} = \frac{2 \sum [Q_{d,i}(d_i - \Delta_{y,i})]}{\pi \sum [K_{\text{eq},i}(d_i + d_{p,i})^2]}, \quad (4)$$

式中, ξ_{eq} 为全桥等效阻尼比; $K_{\text{eq},i}$ 为第 i 个桥墩、桥台与隔震支座等效弹簧串联后的组合刚度值; $d_{p,i}$ 为第 i 个桥墩、桥台的顶部水平位移, d_i 为第 i 个桥墩、桥台上的隔震支座的水平位移, $\Delta_{y,i}$ 为第 i 个桥墩、桥台上的隔震支座的屈服位移, $Q_{d,i}$ 为第 i 个桥墩、桥台上的隔震支座的特征强度。

1.3 功率谱法地震响应分析的迭代计算

由于减隔震装置进入屈服后的非线性特性,

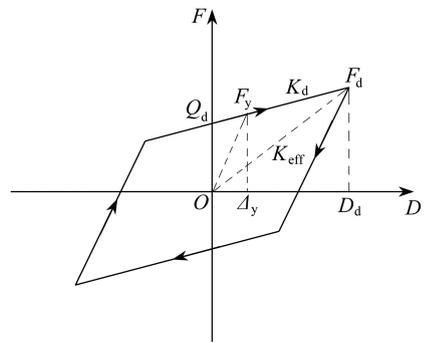


图 1 铅芯橡胶支座的恢复力模型

Fig. 1 The hysteresis model of the lead-rubber bearing

因此采用功率谱法进行抗震分析实际上是一种等效线性化计算方法,应采用等效刚度、等效阻尼比和用全桥等效阻尼比修正后的设计加速度功率谱进行计算.由于等效刚度和等效阻尼比和支座水平位移相关,而支座水平位移在分析前是未知的,因此必须进行迭代计算,具体过程如下:

1) 建立结构有限元计算模型,开始迭代时,各支座刚度可取屈服前初始刚度 $K_{1,i}$,全桥等效阻尼比 ξ_{eq} 取 5%,设计加速度功率谱按式(1)计算.

2) 按功率谱法进行抗震计算,得到各支座位移 d_i 和墩顶位移 $d_{p,i}$ 等,按式(2) 和式(3) 分别计算各支座等效刚度 $K_{eff,i}$ 和等效阻尼比 $\xi_{eff,i}$,按式(4) 计算全桥等效阻尼比 ξ_{eq} .

3) 根据全桥等效阻尼比 ξ_{eq} ,修正设计加速度功率谱,1.25 倍一阶模态频率及以下的功率谱值用全桥等效阻尼比修正,得到相应于全桥等效阻尼比的设计加速度功率谱,重新进行抗震计算,比较计算得到的各支座位移 d_i 、墩顶位移 $d_{p,i}$ 和上一次计算结果的差异,如两者相差大于 3%,则返回到第 2 步,用新的支座位移 d_i 和墩顶位移 $d_{p,i}$ 替代上一一次的值,重新计算各支座等效刚度、等效阻尼比和全桥等效阻尼比,并进行迭代计算,直至计算出的位移结果和上一次的计算值之间的误差在 3% 以内时,迭代结束.

2 实桥计算

2.1 结构参数

某连续梁桥全桥跨径布置为 4×40 m,共 1 联,上部结构采用预应力混凝土连续 T 梁,横向布置 5 片 T 梁;桥墩墩高均为 35 m,采用空心薄壁墩,截面尺寸为 $7.3 \text{ m} \times 2.5 \text{ m}$,壁厚 0.50 m,采用 C40 混凝土.桥梁场地基本地震动加速度峰值为 $0.4g$,E2 地震地表加速度反应谱见图 2.采用了铅芯橡胶支座,单个支座屈服力 F_y 为 96 kN,特征强度 Q_d 为 80.8 kN,初始刚度 K_1 为 7 600 kN/m,屈服后刚度 K_d 为 1 200 kN/m.对采用减隔震设计的桥梁,可只进行 E2 地震作用下的抗震设计和验算,性能目标为 E2 地震作用下,桥墩、主梁和基础可发生局部轻微损伤,但仍处于弹性状态,因此主梁和桥墩均用梁单元进行模拟.在功率谱分析和反应谱分析中支座单元采用等效线性弹簧单元模拟,在非线性时程分析中采用 SAP2000 中的非线性支座单元模拟,采用 Rayleigh 阻尼,分别进行纵向和横向地震作用下的功率谱分析、反应谱分析和非线性时程分析.

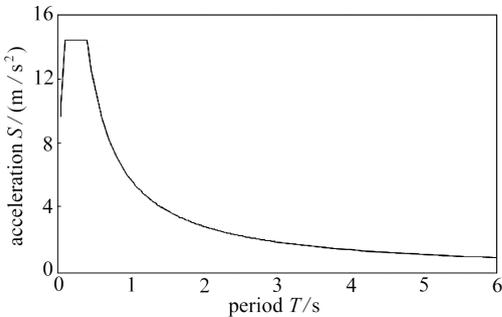


图 2 地表设计加速度反应谱

Fig. 2 The response spectrum of the design ground acceleration

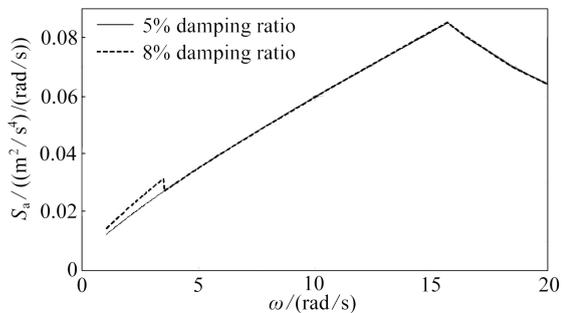


图 3 不同阻尼比地表功率谱

Fig. 3 Power spectra with different damping ratios

2.2 功率谱法计算结果

纵向地震作用下,功率谱法分析经过 3 次迭代计算后收敛,表 1 和表 2 列出了迭代过程中

前 10 阶模态周期和模态质量参与系数,可以看出,1 阶模态的周期从初始模型的 1.224 s 延长到 2.260 s,1 阶模态质量参与系数从 0.756 降低到了 0.647,第 4 阶模态质量参与系数从 0.064 增大到了 0.186.图 3 为计算过程中不同阻尼比对应的设计加速度功率谱示例.表 3 列出了迭代过程中支座位移、全桥等效阻尼比等计算结果,可见计算结果收敛较快,全桥等效阻尼比在 8.0%~8.5%之间,桥台和桥墩上的支座刚度分别降低到 7 345 kN/m 和 7 597 kN/m,桥台支座变形为 302 mm,桥墩支座变形为 257 mm,墩顶位移为 148 mm,各桥墩的墩顶位移及各桥墩上的支座变形均相同.

表 1 纵向模态周期计算结果

Table 1 Modal period calculation results in the longitudinal direction

modal order	initial model period T_0 /s	iteration 1 T_1 /s	iteration 2 T_2 /s	iteration 3 T_3 /s
1	1.224	2.072	2.242	2.260
2	0.438	0.577	0.608	0.613
3	0.436	0.576	0.608	0.613
4	0.417	0.569	0.603	0.608
5	0.410	0.415	0.415	0.415
6	0.364	0.364	0.364	0.364
7	0.284	0.284	0.284	0.284
8	0.231	0.231	0.231	0.231
9	0.116	0.116	0.116	0.117
10	0.114	0.113	0.113	0.116

表 2 纵向模态质量参与系数

Table 2 Modal mass participation coefficients in the longitudinal direction

modal order	initial model coefficient P_0	iteration 1 P_1	iteration 2 P_2	iteration 3 P_3
1	0.756	0.673	0.649	0.647
2	0	0	0	0
3	0	0	0	0
4	0.064	0.160	0.183	0.186
5	0.017	0	0	0
6	0	0	0	0
7	0	0	0	0
8	0	0	0	0
9	0	0	0	0
10	0.071	0.01	0.046	0.054

表 3 纵向地震作用下迭代计算结果

Table 3 Iterative calculation results in the longitudinal direction

model	equivalent	equivalent	deformation of	deformation of	displacement of pier top D_1 /mm	damping ratio	updated damping ratio ξ_{eq} /%
	stiffness of bearing at the abutment $K_{eff,a}$ / (kN/m)	stiffness of bearing at the pier $K_{eff,p}$ / (kN/m)	bearing at the abutment D_a /mm	bearing at the pier D_p /mm		used for seismic analysis ξ_s /%	
initial model	38 000	38 000	202	78	156	5.0	8.0
iteration 1	7 988	11 204	285	215	151	8.0	8.5
iteration 2	7 407	7 869	298	252	147	8.5	8.4
iteration 3	7 345	7 597	302	257	148	8.4	8.3

横向地震作用下,功率谱法分析经过3次迭代计算后收敛,1阶横向模态的周期从初始的1.072 s延长到2.054 s,横向1阶模态质量参与系数从0.609降低到了0.571,横向1阶模态质量参与系数低于0.600.表4列出了迭代过程中支座位移、全桥等效阻尼比等计算结果,全桥等效阻尼比在14.9%~16.2%之间,桥台和中墩上的支座刚度分别降低到8 325 kN/m和7 848 kN/m,桥台支座变形为178 mm,中墩支座变形为218 mm,墩顶位移为40 mm,由于篇幅有限,边墩支座变形和墩顶位移没有列出。

表4 横向地震作用下迭代计算结果

Table 4 Iterative calculation results in transverse direction

model	equivalent stiffness of bearing at the abutment $K_{\text{eff},a}/(\text{kN/m})$	equivalent stiffness of bearing at the pier $K_{\text{eff},p}/(\text{kN/m})$	deformation of bearing at the abutment D_a/mm	deformation of bearing at the pier D_p/mm	displacement of the middle pier top D_t/mm	damping ratio used for seismic analysis $\xi_s/\%$	updated damping ratio $\xi_{\text{eq}}/\%$
initial model	38 000	38 000	96	158	56	5.0	16.2
iteration 1	10 212	8 541	156	205	40	16.2	15.6
iteration 2	8 587	7 963	173	217	40	15.6	15.0
iteration 3	8 325	7 848	178	218	40	15.0	14.9

2.3 反应谱分析和非线性时程分析

反应谱分析和非线性时程分析均采用SAP2000程序建模,桥墩和主梁采用框架梁单元,反应谱分析迭代过程除第一步不需功率谱转换外,其他过程和功率谱法均一致。

非线性时程分析中,隔震支座采用SAP2000程序中的rubber bearing单元模拟,模型参数按2.1小节给出的参数输入,计算用的10组地震波根据图1的地表设计加速度反应谱生成,误差控制在5%以内,任意两组波之间的相关系数绝对值均小于0.1,分析中的阻尼比取0.05,采用Rayleigh阻尼,其系数根据地震波输入方向分别采用初始模型纵向或横向的第1阶和第10阶的周期计算得到,同时,为探讨Rayleigh阻尼系数取值的影响,还采用功率谱法迭代计算收敛后的等效线性化模型动力特性计算Rayleigh阻尼系数并进行了非线性时程分析。

2.4 计算结果对比分析

功率谱法迭代计算结果和反应谱法迭代计算结果、非线性时程法计算结果对比见表5~表8,结果对比分析和归一化均以功率谱法计算结果为基准。

在纵向地震作用下,反应谱法计算结果中,墩底剪力误差最大,比功率谱法计算结果小9%,其余计算结果误差在1%~7%。

采用初始模型动力特性确定Rayleigh阻尼系数的非线性时程法计算结果,10组地震波的响应均值与功率谱法计算结果相比,墩底剪力比功率谱法计算结果偏小20%,其余结果偏小30%~51%。与10组地震波响应最大值相比,墩底剪力比功率谱法计算结果偏小12%,其余结果偏小19%~46%。

从上述分析可以看出,非线性时程法与功率谱法计算结果差别较大,产生误差的原因主要是计算模型中阻尼参数的选取不够准确,由于上述分析中Rayleigh阻尼系数根据初始模型周期计算得到,而隔震结构在强震作用下支座进入了非线性,结构的整体刚度和周期发生了改变,这种情况下使用初始模型计算的Rayleigh阻尼系数会引起过大的阻尼力^[16],导致结构地震响应偏小,对结构抗震设计是偏于不安全的。

为探讨Rayleigh阻尼系数取值的影响,根据2.2小节功率谱法迭代计算收敛后的等效线

性化模型计算得到的结构周期重新计算 Rayleigh 阻尼系数,然后进行非线性时程分析,结果对比见表 5。从表中可以看出,调整阻尼参数后时程法计算结果明显增大,但同功率谱法计算结果相比,时程法均值结果仍偏小 22%~36%,时程法最大值结果偏小 15%~28%。

表 5 纵向地震作用下计算结果对比

Table 5 Comparison of results in the longitudinal direction

analysis method	deformation of bearing at the abutment		shear force of bearing at the pier		displacement of pier top D_t / mm	base shear force of pier V_b / kN	base bending moment of pier $M_b / (\text{kN} \cdot \text{m})$	
	bearing at the abutment	bearing at the pier	shear force of bearing at the pier	shear force of bearing at the pier				
	D_a / mm	V_a / kN	D_p / mm	V_p / kN				
power spectrum method	302	2 217	257	1 949	148	6 167	126 210	
response spectrum method	296	2 184	238	1 841	143	5 637	120 560	
time history method	avg	179	1 476	160	1 365	91	4 905	61 999
	max	210	1 663	196	1 580	106	5 434	68 731
time history method (modified damping)	avg	198	1 590	176	1 457	95	4 817	84 567
	max	235	1 810	207	1 646	112	5 238	91 029

表 6 纵向地震作用下归一化计算结果

Table 6 Normalization results in the longitudinal direction

analysis method	deformation of bearing at the abutment		shear force of bearing at the pier		displacement of pier top \bar{D}_t	base shear force of pier \bar{V}_b	base bending moment of pier \bar{M}_b	
	bearing at the abutment	bearing at the pier	shear force of bearing at the pier	shear force of bearing at the pier				
	\bar{D}_a	\bar{V}_a	\bar{D}_p	\bar{V}_p				
power spectrum method	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
response spectrum method	0.98	0.99	0.93	0.94	0.97	0.91	0.96	
time history method	avg	0.59	0.67	0.62	0.70	0.61	0.80	0.49
	max	0.70	0.75	0.76	0.81	0.72	0.88	0.54
time history method (modified damping)	avg	0.66	0.72	0.69	0.75	0.64	0.78	0.67
	max	0.78	0.82	0.81	0.84	0.76	0.85	0.72

表 7 横向地震作用下计算结果对比

Table 7 Comparison of results in the transverse direction

analysis method	deformation of bearing at the abutment		shear force of bearing at the pier		displacement of pier top D_t / mm	base shear force of pier V_b / kN	base bending moment of pier $M_b / (\text{kN} \cdot \text{m})$	
	bearing at the abutment	bearing at the pier	shear force of bearing at the pier	shear force of bearing at the pier				
	D_a / mm	V_a / kN	D_p / mm	V_p / kN				
power spectrum method	178	1 487	218	1 710	40	9 445	235 722	
response spectrum method	174	1 466	216	1 703	41	9 592	237 042	
time history method	avg	124	1 147	156	1 339	31	7 587	182 671
	max	146	1 280	177	1 462	33	8 029	189 944
time history method (modified damping)	avg	144	1 267	184	1 504	37	9 111	216 197
	max	164	1 388	198	1 591	41	9 452	233 399

在横向地震作用下,功率谱法和反应谱法计算结果均比较接近,结果误差在 3% 以内。采用初始模型动力特性确定 Rayleigh 阻尼系数的非线性时程法计算结果,10 组地震波的响应均值与功率谱法计算结果相比,时程法结果偏小 20%~30%。10 组地震波的响应最大值与功率谱法计算结果相比,时程法结果偏小 14%~19%。可见,同纵向地震响应结果一样,时程法结果普遍

偏小。调整 Rayleigh 阻尼系数后,时程法均值结果偏小 4%~19%,时程法最大值只有中墩墩顶位移偏大 3%,其他结果误差不超过 9%。

总体上,在纵向或横向地震作用下,功率谱法和反应谱法计算结果均比较接近,结果误差在 10%以内。非线性时程分析采用 Rayleigh 阻尼时,直接采用初始刚度模型计算阻尼系数会造成计算结果偏小,低估了结构地震响应。可见, Rayleigh 阻尼系数应采用考虑隔震支座变形的等效线性化模型计算的结构动力特性来确定。此外,非线性时程计算结果的离散性较大,因此,样本数量如何确定及计算结果如何取用也值得进一步研究。

表 8 横向地震作用下归一化计算结果

Table 8 Normalization results in the transverse direction

analysis method	deformation of	shear force of	deformation of	shear force of	displacement of pier top	base shear force of pier	base bending moment of pier
	bearing at	bearing at	bearing at	bearing at			
	the abutment	the abutment	the pier	the pier			
	\bar{D}_a	\bar{V}_a	\bar{D}_p	\bar{V}_p	\bar{D}_t	\bar{V}_b	\bar{M}_b
power spectrum method	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
response spectrum method	0.98	0.99	0.99	1.00	1.03	1.02	1.01
time history method	avg	0.70	0.77	0.72	0.78	0.80	0.77
	max	0.82	0.86	0.81	0.85	0.85	0.81
time history method	avg	0.81	0.85	0.84	0.88	0.96	0.92
(modified damping)	max	0.92	0.93	0.91	0.93	1.00	0.99

3 结 论

本文采用功率谱法对一座非规则桥梁进行了抗震计算,并和反应谱法和非线性时程法计算结果进行了对比分析。从对比分析结果来看,主要结论如下:

1) 功率谱法和反应谱法计算结果较为接近,表明适合反应谱法分析的桥梁,也可采用功率谱法进行抗震分析,而且,功率谱法分析结果还可给出响应的频谱特性和统计特性等重要信息。

2) 功率谱法同时程法计算结果均值对比,功率谱法计算结果能够涵盖 10 组地震波作用下结构地震响应的均值,可见功率谱法用于隔震桥梁的初步设计抗震分析、快速判断结构抗震性能是可行的。

3) 对隔震桥梁这类典型的局部非线性问题,尤其是高墩桥梁,直接采用初始刚度模型计算 Rayleigh 阻尼系数不能真实反映结构阻尼特性,因此隔震桥梁的非线性时程分析宜在功率谱法或反应谱法计算结果的基础上进行,并对结果进行对比分析。

4) 非线性时程法计算结果和采用等效线性化的功率谱法及反应谱法计算结果仍存在较大的差异,造成这种差异的原因还值得进一步深入研究。非线性时程法计算结果离散性较大,样本数量如何确定及计算结果如何取用也还值得进一步研究。

参考文献(References):

- [1] 中华人民共和国交通运输部. 公路桥梁抗震设计细则: JTG/T B02-01—2008[S]. 北京: 人民交通出版社, 2008. (Ministry of Transport of the People's Republic of China. Guidelines for seismic design of highway bridges: JTG/T B02-01—2008[S]. Beijing: China Communications Press, 2008. (in Chinese))

- [2] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 城市桥梁抗震设计规范: CJJ 166—2011[S]. 北京: 中国工业建筑出版社, 2011.(Ministry of Housing and Urban-Rural Development of People's Republic of China. Code for seismic design of urban bridges: CJJ 166—2011[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2011.(in Chinese))
- [3] 兰海燕. 隔震桥梁设计中组合阻尼比取值的研究现状[J]. 公路交通技术, 2010(5): 56-57, 61. (LAN Hai-yan. Status of study on values of combined damping ratio in design of seismic isolated bridges[J]. *Technology of Highway and Transport*, 2010(5): 56-57, 61.(in Chinese))
- [4] 李闯, 叶爱君, 余茂峰. 公路减隔震桥梁的地震反应简化分析[J]. 哈尔滨工程大学学报, 2014, 35(11): 1339-1344.(LI Chuang, YE Ai-jun, YU Mao-feng. Simplified analysis on seismic response of seismically isolated highway bridges[J]. *Journal of Harbin Engineering University*, 2014, 35(11): 1339-1344.(in Chinese))
- [5] 孔德怡, 李黎, 江宜城, 等. 桥梁隔震设计中几种等效线性化方法比较研究[J]. 公路交通科技, 2008, 25(2): 73-78.(KONG De-yi, LI Li, JIANG Yi-cheng, et al. Comparative research on equivalent linearization methods in bridge isolation design[J]. *Journal of Highway and Transportation Research and Development*, 2008, 25(2): 73-78.(in Chinese))
- [6] 朱东生. LRB 隔震桥梁地震反应初探[J]. 中国公路学报, 2001, 14(4): 47-51.(ZHU Dong-sheng. Study of seismically isolated bridges with LRB[J]. *China Journal of Highway and Transport*, 2001, 14(4): 47-51.(in Chinese))
- [7] 黄宗明, 白绍良, 赖明. 结构地震反应时程分析中的阻尼问题评述[J]. 地震工程与工程振动, 1996, 16(2): 95-105.(HUANG Zong-ming, BAI Shao-liang, LAI Ming. Review on the damping in earthquake response time-history analysis of structures[J]. *Earthquake Engineering and Engineering Dynamics*, 1996, 16(2): 95-105.(in Chinese))
- [8] 黄宗明, 白绍良, 赖明. 结构地震反应时程分析中的阻尼研究[J]. 土木工程学报, 1998, 31(2): 75-79.(HUANG Zong-ming, BAI Shao-liang, LAI Ming. An investigation of damping in earthquake response time history analysis of structures[J]. *China Civil Engineering Journal*, 1998, 31(2): 75-79.(in Chinese))
- [9] 何利, 叶献国. 不同阻尼模型对框架结构地震反应影响研究[J]. 合肥工业大学学报(自然科学版), 2011, 34(7): 1027-1030.(HE Li, YE Xian-guo. Effect of different damping models on seismic response of RC frame structure[J]. *Journal of Hefei University of Technology (Natural Science)*, 2011, 34(7): 1027-1030.(in Chinese))
- [10] 谢靖中. 结构地震反应分析中的阻尼问题探讨[J]. 建筑结构, 2015, 45(23): 53-58.(XIE Jing-zhong. Discussion on damping in structural seismic response analysis[J]. *Building Structure*, 2015, 45(23): 53-58.(in Chinese))
- [11] American Association of State Highway and Transportation Officials. Guide specifications for seismic isolation design[S]. 3rd ed. Washington DC, 2010.
- [12] 胡冗冗, 王亚勇. 地震动瞬时能量与结构最大位移反应关系研究[J]. 建筑结构学报, 2000, 21(1): 71-76.(HU Rong-rong, WANG Ya-yong. A study on relation of instantaneous energy of earthquake strong motion and maximum displacement response of structures[J]. *Journal of Building Structures*, 2000, 21(1): 71-76.(in Chinese))
- [13] 林家浩, 张亚辉. 随机振动的虚拟激励法[M]. 北京: 科学出版社, 2004.(LIN Jia-hao, ZHANG Ya-hui. *Pseudo Excitation Method in Random Vibration*[M]. Beijing: Science Press, 2004.(in Chinese))
- [14] Kaul M K. Stochastic characterization of earthquakes through their response spectrum[J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 1978, 6(5): 497-509.

- [15] 张亚辉, 陈艳, 李丽媛, 等. 桥梁抗震随机响应分析及输入功率谱研究[J]. 大连理工大学学报, 2007, 47(6): 786-792. (ZHANG Ya-hui, CHEN Yan, LI Li-yuan, et al. Seismic random vibration analysis of bridges and production of input power spectrum[J]. *Journal of Dalian University of Technology*, 2007, 47(6): 786-792. (in Chinese))
- [16] Hall J F. Problems encountered from the use (or misuse) of Rayleigh damping[J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2006, 35(5): 525-545.

Application of the Power Spectrum Method in Seismic Analysis of Seismic Isolation Bridges

TANG Guang-wu, GAO Wen-jun, LIU Huai-lin, SONG Gang

(State Key Laboratory of Bridge Structural Dynamics(China Merchants Chongqing Communications Research & Design Institute Co., Ltd.), Chongqing 400067, P.R.China)

(Contributed by TANG Guang-wu, M. AMM Editorial Board)

Abstract: The seismic performance of isolated bridges requires that the bridge piers should remain elastic under seismic action. The system mainly dissipates earthquake energy through nonlinear isolation bearings, so presents a typical locally nonlinear problem for seismic analysis. At present, the response spectrum method and the nonlinear time-history method are normally used for seismic analysis of this kind of structures. In this paper, the application of the power spectrum method in seismic analysis of isolated bridges was studied. According to the design acceleration response spectrum, the compatible design acceleration power spectrum was generated at first, and then the seismic response analysis with the power spectrum method through an iteration process was carried out. The results show that the calculated seismic responses of the structure with the power spectrum method and the response spectrum method are in good agreement with each other.

Key words: seismic isolation bridge; local nonlinearity; power spectrum method; response spectrum method; nonlinear time history method

Foundation item: The National Basic Research Program of China (973 Program) (2010CB736103)

引用本文/Cite this paper:

唐光武, 高文军, 刘怀林, 宋刚. 功率谱法在隔震桥梁抗震分析中的应用研究[J]. 应用数学和力学, 2017, 38(1): 90-98.

TANG Guang-wu, GAO Wen-jun, LIU Huai-lin, SONG Gang. Application of the power spectrum method in seismic analysis of seismic isolation bridges[J]. *Applied Mathematics and Mechanics*, 2017, 38(1): 90-98.