

文章编号: 1000-4750(2013)10-0154-08

地震动特性对公路桥梁板式橡胶支座滑动反应影响

汤 虎, 李建中

(同济大学土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092)

摘 要: 针对我国常见的板式橡胶支座类型公路桥梁因支座与墩梁间无连接措施、在地震作用下频发主梁移位甚至落梁等震害的现状, 采用平滑滑动支座单元模拟板式橡胶支座的滑动效应, 通过对一单墩模型的非线性地震反应时程分析, 探讨了影响板式橡胶支座滑动反应的主要因素, 研究了包括地震动峰值加速度、地震动频谱特性以及地震动加速度时程曲线形状细节等地震动特性对公路桥梁板式橡胶支座滑动反应的影响。研究表明: 板式橡胶支座滑动反应是随地震动峰值加速度 A_p 、地震动峰值加速度与峰值速度比值 A_p/v_p 变化的函数; 地震动加速度时程曲线形状细节也是影响支座滑动反应的一个重要因素。设计人员在对板式橡胶支座类型桥梁进行抗震设计时, 应注意选择与场地条件相匹配的地震动输入; 利用工程经验判断支座滑动反应时, 应重视地震动加速度时程曲线形状细节的反常影响。

关键词: 桥梁工程; 地震动特性; 非线性时程分析; 板式橡胶支座; 滑动效应

中图分类号: U442.55; U443.36+1 文献标志码: A doi: 10.6052/j.issn.1000-4750.2012.06.0468

EFFECT OF GROUND MOTION CHARACTERISTICS ON SLIDING RESPONSE OF ELASTOMERIC PAD BEARINGS IN HIGHWAY BRIDGES

TANG Hu, LI Jian-zhong

(State Key Laboratory for Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: Facing the frequently occurred seismic damage of shifting or even unseating of girders in highway bridges whose elastomeric pad bearings are not connected appropriately with the pier and girder, this paper discusses the main influencing factors and presents the effect of ground motion characteristics on sliding response of elastomeric pad bearings based on non-linear time-history analysis of a single pier model, in which the sliding effect of elastomeric pad bearings is characterized by a flat sliding bearing element. The ground motion characteristics studied in this paper include peak ground acceleration, dominant frequency and energy content, and details of the pulses contained in ground motions. The results show that the sliding response of elastomeric pad bearings is a function of the peak ground acceleration and the ratio of peak ground acceleration to peak ground velocity. Besides, the details of the pulses contained in ground motions may have significant influence on the sliding response. Thus, in order to conduct a correct seismic design of highway bridges on elastomeric pad bearings, the seismic ground motions should be chosen according to the characteristics of the bridge site, and particular attention should be paid to the possible unexpected effect of the details of pulse in ground motion when using empirical statistical correlations to predict the sliding response in individual cases.

Key words: bridge engineering; ground motion characteristics; nonlinear time history analysis; elastomeric pad bearings; sliding response

板式橡胶支座因其构造简单、性能可靠、安装更换方便、造价低廉等特点, 广泛应用于我国中小

跨径桥梁中, 利用橡胶的剪切变形适应梁体水平位移, 以橡胶的不均匀弹性压缩适应梁体转动^[1]。在

收稿日期: 2012-06-29; 修改日期: 2012-08-14

基金项目: 国家自然科学基金项目(51008222); “十一五”国家科技支撑计划项目(2009BAG15B01)

通讯作者: 汤 虎(1986—), 男, 江苏宝应人, 博士生, 从事桥梁抗震研究(E-mail: souptiger@126.com)。

作者简介: 李建中(1963—), 男, 湖北咸丰人, 教授, 博士, 博导, 从事桥梁抗震研究(E-mail: lijianzh@tongji.edu.cn)。

我国公路桥梁中,板式橡胶支座一般放置于墩台顶的垫石上,梁体直接搁置在支座上,支座与墩台、梁体间没有连接措施。地震作用下,板式橡胶支座与墩顶及梁体接触面之间容易产生相对滑动^[2]。汶川地震后桥梁震害调查发现^[3]:板式橡胶支座类型桥梁在地震作用下极易发生支座滑移,其震害形式主要集中在支座滑移后引起的主梁移位、伸缩缝处相邻梁体间的碰撞以及落梁等方面,而墩柱及基础震害一般较轻。板式橡胶支座似乎已成为该类型桥梁抗震性能中最弱的一环,在地震作用下存在着很多不确定的风险。因此,为了能在支座滑移造成的碰撞、落梁震害安全评估时提供依据,系统研究地震作用下板式橡胶支座滑动反应具有十分重要的意义和价值。

针对我国常见的板式橡胶支座类型桥梁中支座与墩、梁间无连接措施的现状,本文采用平滑滑动支座单元模拟板式橡胶支座的滑动效应,建立有限元单墩模型,选用真实地震动记录进行非线性地震反应时程分析,综合研究了板式橡胶支座与墩梁接触面之间的动力滑动效应,探讨了地震动特性对支座滑动反应的影响,研究涉及的地震动特性包括地震动峰值加速度、地震动频谱特性以及地震动加速度时程曲线形状细节,得到了一些有益结论可供工程实践参考。

1 结构动力分析模型

本文采用单墩模型进行数值分析和结果讨论,如图1所示,板式橡胶支座布置在桥墩之上,主梁质量块直接坐落于支座之上,支座与梁体及桥墩之间无连接措施。为了下文表述和讨论方便,将板式橡胶支座与墩顶和梁体接触面间的滑动简称为支座滑动,将板式橡胶支座滑动前的弹性剪切变形和滑动后与接触面之间的相对滑动位移之和统称为支座位移。

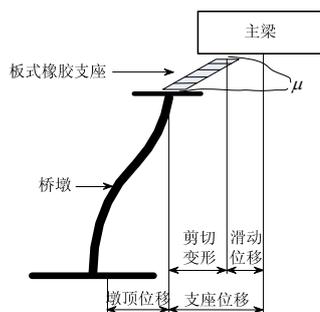


图1 分析用单墩模型示意图

Fig.1 Schematic diagram for a single pier model

主梁质量由梁宽、跨径等参数确定,本文单墩模型中的质量块 $M=619t$ 。下部结构为设有盖梁的矩形单柱式桥墩,其中立柱顺桥向尺寸为 $1.0m$,横桥向为 $3.0m$,墩高为 $10m$;立柱上的盖梁高 $1.5m$,顺桥向尺寸为 $1.2m$,横桥向尺寸为 $10.2m$,采用 C30 混凝土。主梁下设置 6 个圆形板式橡胶支座,其规格为 $GYZ400mm \times 99mm$,有限元模型中合并为一个支座单元。根据《公路桥梁抗震设计细则》(JTG/T B02-01-2008)^[4],圆板式橡胶支座动摩擦系数 $\mu=0.15$ 。采用加州大学伯克利分校开发的结构分析程序 Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees)^[5]建立单墩有限元模型,板式橡胶支座模型的模拟以及其他主要假定见下文。

1.1 板式橡胶支座模拟

过去的地震分析中,大都没有考虑板式橡胶支座与墩顶及梁体接触面之间的滑动效应,板式橡胶支座的力学性能一般采用线性弹簧进行模拟^[6-7],这与支座发生滑动后的实际情况有较大出入。范立础等^[2]采用能反映板式橡胶支座滑动效应的滑动摩擦支座模型建立单墩模型。本文采用 OpenSees 有限元程序中的水平向各向同性的平滑滑动支座单元 (Flat Sliding Bearing Element)模拟板式橡胶支座的滑动效应,采用 Column 摩擦假定,也即摩擦系数 μ 在整个滑动过程中保持恒定,不受滑动速度和接触反力的影响。

支座单元竖向为受压线弹性,也即支座单元接触反力受拉时,支座刚度为 0;受压时,单墩上板式橡胶支座总竖向刚度为:

$$k_v = \frac{nE_b^c A_t}{\sum t} \quad (1)$$

式中: E_b^c/kPa 、 A_t/m^2 和 $\sum t/m$ 分别为板式橡胶支座的竖向抗压弹性模量、剪切面积和橡胶层的总厚度; n 为单墩上板式橡胶支座的个数。根据《公路桥梁板式橡胶支座》(JT-T 4-2004)^[8],圆形板式橡胶支座的竖向抗压弹性模量 E_b^c 和形状系数 S_b 分别为:

$$E_b^c = 5.4G_d S_b^2 \quad (2)$$

$$S_b = \frac{D_b}{4t_1} \quad (3)$$

式中, $G_d/(kN/m^2)$ 、 D_b/m 和 t_1/m 分别为单个橡胶支座的动剪切模量、圆板式橡胶支座直径和板式橡胶支座中间单层橡胶片的厚度。对于 G_d ,《公路桥梁抗震设计细则》^[4]建议取值 $1200kN/m^2$ 。

支座单元水平向为各向同性的平滑滑动, 在支座剪力达到临界滑动力 F_{cr} 之前, 单墩上所有板式橡胶支座的剪切刚度 K_1 为:

$$K_1 = \frac{nG_d A_r}{\sum t} \quad (4)$$

式中, G_d 、 A_r 、 $\sum t$ 和 n 意义同式(1)和式(2)。临界滑动力 F_{cr} 为支座发生滑动的临界支座剪力, 可按下式计算确定:

$$F_{cr} = \mu N \quad (5)$$

式中: μ 为支座接触面的动摩擦系数; N 为支座承受的竖向反力。当支座滑动后, 支座的剪切刚度 K_2 几乎为 0。板式橡胶支座水平力恢复力模型可由图 2 近似表征。支座滑动前后剪切刚度的变化由 OpenSees 程序中平滑滑动支座单元自动实现。

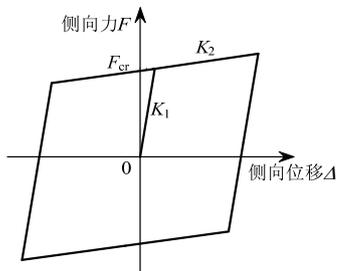


图 2 板式橡胶支座恢复力模型

Fig.2 Lateral hysteresis for elastomeric pad bearing

1.2 其他假定

主梁模拟为质点并赋予相应质量, 并通过支座

单元与下部结构连接。采用三维弹塑性纤维单元 (fiber section) 模拟墩柱, 相应纤维单元被分别赋予钢筋、约束混凝土或保护层混凝土的本构关系^[9], 其中, 混凝土材料的本构模型采用 Kent-Scott-Park 应力-应变关系^[10-11]建立, 不考虑混凝土抗拉强度; 钢筋的应力-应变关系由 Giuffrè-Menegotto-Pinto 模型^[12]确定。单墩模型中的基础采用固定约束假定。

2 地震动输入

本文选用了 6 次实际地震事件中记录的真实地震动加速度时程曲线作为结构的地震动输入, 表 1 详细列举了各条地震动的详细信息, 这些地震动均取自于太平洋地震工程中心 (Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER) 的地震波数据库 (PEER strong motion database)。选择的地震动记录尽可能的较大范围地涵盖了可能的地震动特性, 具有一定的代表性, 如 1994 年 Northridge (New Hall Fire Station) 和 1994 年 Northridge (Rinaldi) 是含较大地面运动速度的近场脉冲型地震动, 1989 年 Loma Prieta (Corralitos Station) 和 1994 年 Northridge (Santa Monica City Hall) 地震动具有峰值地震动较大、地震频率较高但加速度持时不长等特点, 其余的 1940 年 Imperial Valley (El Centro) 和 1989 年 Loma Prieta (Saratoga Aloha Ave) 代表的是中等强度的典型中远场地震动。

表 1 非线性地震反应时程分析采用的地震动加速度记录

Table 1 Ground motions selected for non-linear time-history analysis

地震事件	记录台	地震动输入参数					
		分量	PGA/g	分量	PGA/g	分量	PGA/g
1994, Northridge	New Hall Fire Station	360	0.590	090	0.583	UP	0.548
1994, Northridge	Rinaldi	228	0.838	318	0.472	UP	0.852
1989, Loma Prieta	Corralitos Station	000	0.644	090	0.479	UP	0.455
1994, Northridge	Santa Monica City Hall	090	0.883	360	0.370	UP	0.230
1940, Imperial Valley	El Centro	180	0.313	270	0.215	UP	0.205
1989, Loma Prieta	Saratoga Aloha Ave	000	0.512	090	0.324	UP	0.389

3 影响板式橡胶支座滑动主要因素

首先探讨影响板式橡胶支座滑动反应的主要因素。图 1 所示的单墩模型, 忽略墩身质量的影响, 当支座未发生滑动时, 单墩模型可视为一质量为 M , 刚度为 K 的单自由度弹簧振子, 其中刚度 K 可由墩身线刚度 K_c 和板式橡胶支座滑动前剪切刚度 K_f 串联计算得到。因此, 当支座未发生滑动时, 墩底剪力 V_c 与板式橡胶支座剪力 V_e 相等, 等于等效静力 f_{so} , 可由下式表达:

$$V_c = V_e = f_{so} = MS_a(T) \quad (6)$$

式中: M 为主梁质量块质量; $S_a(T)$ 为支座滑动前质量块获得的拟加速度, 该值大小与支座滑动前结构振动周期 T 、地震动强度及频谱特性有关。支座发生滑动的前提条件是支座剪力 V_e 不小于支座临界滑动力 F_{cr} :

$$F_{cr} = \mu Mg \quad (7)$$

式中: μ 为支座与墩梁间接触面的摩擦系数; g 为重力加速度。将拟加速度 $S_a(T)$ 表示为加速度动力放

大系数 $\beta(T)$ 和地面运动峰值加速度 A_p 的函数,

$$S_a(T) = A_p \beta(T) \quad (8)$$

式中, 动力放大系数 $\beta(T)$ 为采用地震动峰值加速度 A_p 正规化后的频谱, 其物理意义是单质点体系加速度反应的动力放大谱, 系结构振动周期的函数, 其曲线形状依赖于地震动频谱特性。结合式(6)~式(8)可知, 板式橡胶支座是否发生滑动可由滑动参数 λ 判定:

$$\lambda = \frac{A_p \beta(T)}{\mu g} \quad (9)$$

当 $\lambda \geq 1$ 时, 板式橡胶支座将发生滑动; 当 $\lambda < 1$ 时, 则支座不发生滑动。

从式(9)可以看出, 包括峰值加速度、频谱特性在内的地震动特性、支座滑动前的结构振动周期、支座与墩梁接触面间的摩擦系数等因素都会影响板式橡胶支座滑动效应。本文着重探讨地震动特性对板式橡胶支座滑动效应的影响。

为了考察地震动特性对板式橡胶支座滑动效应的影响, 对单墩模型进行非线性地震反应时程分析, 地震动激励沿桥墩的宽度方向输入。本文关心的结构地震反应参数有支座最大剪力(maximum bearing shear, MBS)和支座最大位移(maximum bearing displacement, MBD)。MBS 反映了板式橡胶支座在地震过程中的经历的最大剪力, 通过该值与临界滑动力 F_{cr} 比较可判定支座是否发生了滑动, 同时该值决定了上部结构最终传递至下部结构的地震力, 因此是一个重要的地震反应指标; MBD 通常决定了纵桥向的伸缩缝类型及宽度、横桥向与混凝土挡块预留的间距等。对于给定的地震动输入, 同时取得较小的 MBS 和 MBD 是工程设计者的目标。

4 地震动特性对支座滑动反应影响

在地震动特性中, 对结构地震反应有重要影响的因素主要有地震动强度(振幅、峰值)、频谱特性和强震持续时间, 简称为地震动三要素^[13]。除了这些地震动参数的影响, Gazetas 等^[14]在研究刚体质量块滑动效应时认为地震动加速度时程曲线的形状与细节也是影响刚体滑动效应的一个重要因素。本节主要考虑了地震动峰值加速度、频谱特性以及加速度时程曲线形状与细节对板式橡胶支座动力滑动效应的影响。

4.1 地震动峰值加速度影响

根据式(9)可知, 对于给定结构参数及场地条件, 存在一个地震动峰值加速度最小值 A_{pmin} , 即:

$$A_{pmin} = \mu g / \beta(T) \quad (10)$$

当地震动加速度峰值 $A_p > A_{pmin}$ 时, 板式橡胶支座将与墩梁接触面间发生滑动。显然, 地震动强度是影响板式橡胶支座滑动效应的一个重要因素。在表 1 中列出的 6 次实际地震事件中选择第一列分量作为地震动输入, 分别记为 No.1~No.6 地震动。6 条地震动峰值加速度分别调整为 0.05g、0.10g、0.15g、0.20g、0.25g、0.30g、0.40g、0.50g、0.60g、0.70g、0.85g 和 1.00g 这 12 个工况, 考察地震动峰值加速度的影响。

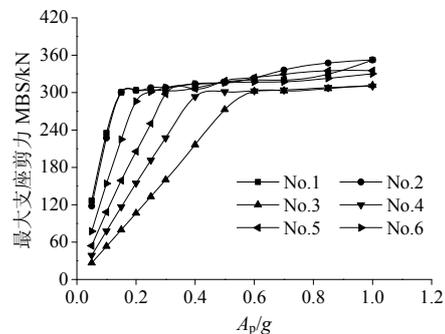


图3 最大支座剪力 MBS 随 A_p 变化

Fig.3 Influence of peak ground acceleration on maximum bearing shear

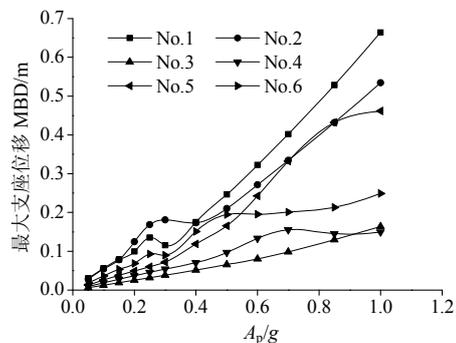


图4 最大支座位移 MBD 随 A_p 变化

Fig.4 Influence of peak ground acceleration on maximum bearing displacement

图 3 和图 4 分别显示了板式橡胶支座最大剪力(MBS)和最大位移(MBD)随地面运动峰值加速度 A_p 的变化图。从图中可以看出: ① 支座最大剪力最初随着 A_p 增加而线性增加, 当 A_p 达到 A_{pmin} 后呈一水平线, 意味着板式橡胶支座与墩梁间接触面发生了滑动。② 不同地震动输入下支座发生滑动所需的 A_{pmin} 不同, 这与地震动的频谱特性有关, 结合式(10)

可知, $A_p \min$ 与动力放大系数 $\beta(T)$ 成反比。本文单墩模型在支座未发生滑动时的结构振动周期为 1.514s, 各地震动的动力放大系数 $\beta(1.514)$ 按 No.1、No.2、No.6、No.5、No.4、No.3 的顺序依次减小, 而图中显示的各地震动输入 $A_p \min$ 也确按该顺序依次增加。③ 总体而言, 各地震动输入下支座最大位移随着地面运动加速度峰值 A_p 的增加而增加, 而相同 A_p 条件下, 不同地震动输入下的地震位移相差甚远, 显示出地震动频谱特性对支座滑动效应的影响, 这将在下一小节进行讨论。

4.2 地震动频谱特性影响

地震动频谱特性对桥梁结构地震反应的重要影响容易理解, 桥梁结构物有其自身的振动频率, 若地震动的频谱集中于低频, 势必会引起长周期结构物的巨大反应; 反之, 卓越频率集中在高频段的地震动则对振动频率较大的桥梁结构危害大, 这就是所谓的共振效应^[15]。地震动频谱特性与局部场地土条件密切相关^[16], 可以用地震动峰值加速度 A_p (peak ground acceleration) 与地面运动峰值速度 v_p (peak ground velocity) 的比值 A_p/v_p 来衡量^[16-17]。 A_p/v_p 值反映了地面运动的控制频率及地震能量成分, 一般来说, 加速度激励作用比较剧烈、持时较长的地面运动其 A_p/v_p 值较小, 如低频分量丰富、特征周期较长的近场脉冲型地震动; 而频率成分较高、且持时较短的地面运动其 A_p/v_p 值较大^[18]。Diciceli 等^[17]的早期研究结果显示: 作为与地震动地震能量分布密切相关的指标, 不同 A_p/v_p 值的地震动输入对结构地震反应影响明显。因此, 本节选用 A_p/v_p 值作为反映地震动频谱特性的指标考察了地震动频谱特性对板式橡胶支座动力滑动效应的影响。

本节进行了两组地震动输入下的非线性地震反应时程分析。第一组地震动为不同控制频率 ω (相应周期为 T_g) 的正弦波曲线, 假设正弦波地震动的加速度时程曲线为 $A_g(t)=A_p \sin \omega t$, 对加速度时程曲线进行积分则可得地面运动的速度时程曲线为:

$$v(t) = \int A(t) dt = 2A_p / \omega \sin^2(\omega t / 2) \quad (11)$$

因此不同控制频率 ω 的正弦波地震动的 A_p/v_p 值为:

$$A_p / v_p = \frac{A_p}{2A_p / \omega} = \frac{\omega}{2} = \frac{\pi}{T_g} \quad (12)$$

本节一共计算了 16 条正弦波地震动作用下的

结构地震反应, 控制周期 T_g 分布范围为 0.6s~0.17s, 相应的 A_p/v_p 值分布范围为 $5.24s^{-1}$ ~ $18.48s^{-1}$ 。本文首先采用正弦波地震动进行地震反应分析的主要原因有: ① 验证了 A_p/v_p 值可作为反映地震动频谱特性的指标。从式(12)可以看出, 正弦波地震动的 A_p/v_p 值为地震动控制频率的函数, 是控制频率 ω 的 1/2。图 5 显示了 5 条不同 A_p/v_p 值正弦波地震动的反应谱图, 随着 A_p/v_p 值的增加, 反应谱图中最大谱值对应的周期值逐渐向左偏移, 意味着地震动控制频率逐渐增大。因此, A_p/v_p 值确能反映地震动频谱特性; ② 以 A_p/v_p 值作为表征地震动频谱特性的指标, 考察了地震动的频谱特性对板式橡胶支座动力滑动效应的影响。分析时, 所有 16 条正弦波地震动的峰值加速度 A_p 均调整为 0.4g。

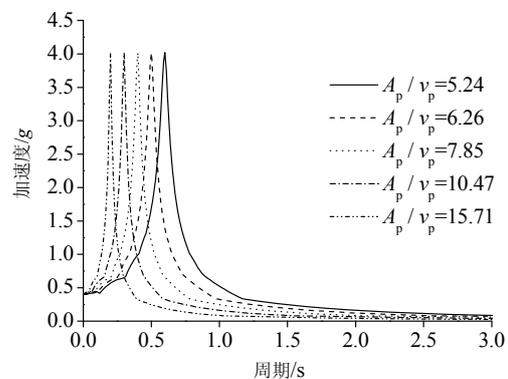


图 5 不同 A_p/v_p 值的正弦波地震动反应谱

Fig.5 Acceleration response spectrum for harmonic ground motions with various A_p/v_p values

第二组地震动选用表 1 列出的六次实际地震事件中其中的 8 条地震动加速度时程曲线, 选择地震动的 A_p/v_p 值分布范围为 $4.95s^{-1}$ ~ $20.80s^{-1}$, 以尽可能地最大范围覆盖不同频谱特性的地震事件。对于真实的地震动加速度时程, 可以把它看成是由许多不同频率的简谐波组合而成的^[13], 也即地震动加速度时程 $A(t)$ 可表达成 Fourier 级数, 通过对 $A(t)$ 进行积分得到速度时程 $v(t)$, 由此可知, 真实地震动的 A_p/v_p 值虽无法像第一组正弦波地震动那样由地震控制频率 ω 明确表征, 但的确是反映地震动频谱特性的一个指标。图 6 所示为 8 条真实记录地震动对应的反应谱曲线, 从图中可以看出, 随着 A_p/v_p 值的增加, 反应谱最大谱值对应周期总体上逐渐向左偏移, 地震动控制频率逐渐增大。分析时, 所有 8 条真实地震动的峰值加速度 A_p 均调整为 0.4g。

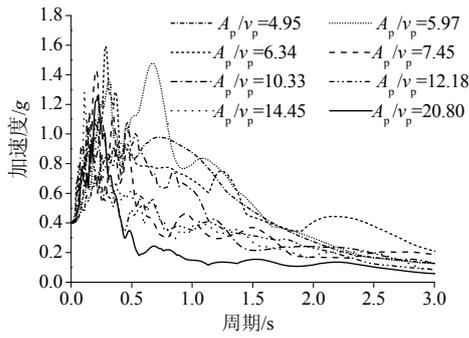
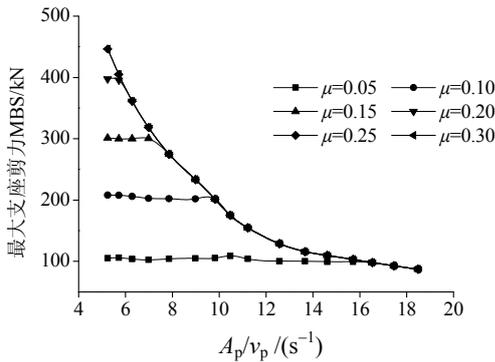
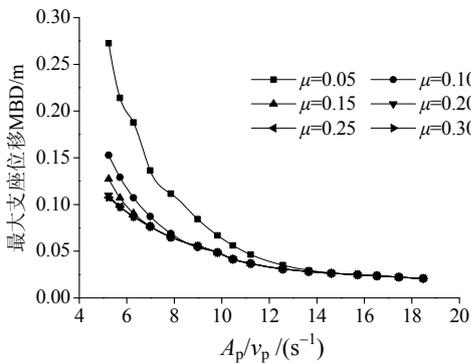


图6 不同 A_p/v_p 值的真实地震动反应谱

Fig.6 Acceleration response spectrum for real ground motions with various A_p/v_p values



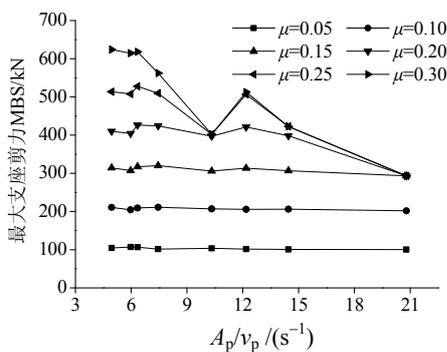
(a) 最大支座剪力



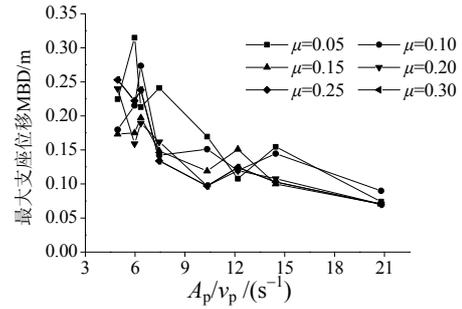
(b) 最大支座位移

图7 第一组地震动(正弦波)

Fig.7 The first set of ground motions



(a) 最大支座剪力



(b) 最大支座位移

图8 第二组地震动(实际地震动)

Fig.8 The second set of ground motions

研究了接触面摩擦系数 μ 为 0.05、0.10、0.15、0.20、0.25、0.30 六种工况，分别输入两组地震动计算各摩擦系数工况的单墩模型结构地震反应。图7和图8分别显示了单墩模型在第一组正弦波和第二组真实地震动作用下，不同摩擦系数工况下最大支座剪力(MBS)和最大支座地震位移(MBD)随 A_p/v_p 值的变化关系。从图中可以看出：

1) 随着输入地震动 A_p/v_p 值的增加，板式橡胶支座越发不易发生滑动。以第一组正弦波地震动为例，摩擦系数 0.15 工况中当地震动 A_p/v_p 值大于 8.5 后，支座即不发生滑动。实际上，从图5和图6可以看出，随着 A_p/v_p 值的增加，地震动的地震能量分布总体上逐渐向高频区域集中，而低频范围内的地震能量逐渐减小，而板式橡胶支座桥梁由于橡胶材料的柔性，振动周期一般较长，正好落在反应谱下降区。本文单墩模型结构振动周期为 1.514s，从图5和图6可以看出，动力放大系数 $\beta(1.514)$ 随着地震动 A_p/v_p 值的增加而减小。由式(9)可知，在给定结构参数和地震动峰值加速度的前提下，动力放大系数 β 为影响板式橡胶支座滑动效应的唯一因素，当动力放大系数 β 减小到使得滑动参数 $\lambda < 1$ 时，支座与墩梁接触面将不发生滑动。这是板式橡胶支座滑动能力随着输入地震动 A_p/v_p 值的增加而减小的原因。

2) 在正弦波和真实地震动地震输入下，MBD 随 A_p/v_p 值变化图呈现出相同的变化趋势，即输入地震动 A_p/v_p 值越大，最大支座位移越小。实际上， A_p/v_p 值较大的地震动一般包含的高频成分较多，加速度激励不对称，加载和卸载的时间间隔较短，当板式橡胶支座剪力达到临界滑动力后，由于作用在主梁上的地震惯性力维持在临界滑动力大小水平的的时间很短，支座与墩梁接触面间发生的滑动不会持续很长时间，所以在 A_p/v_p 值较大的地震动作用

下，最终板式橡胶支座的地震位移不是很大；而对于 A_p/v_p 值较小的地震动，其地震能量分布低频区域、地震加速度脉冲持时较长，因此当支座达到临界滑动力后，主梁获得的惯性力维持的时间较长，支座与墩梁间将发生较大滑动，因而支座位移较大。

4.3 地震动加速度曲线形状细节影响

以 4.1 节中的 No.2 地震动输入为例，探讨下地震动加速度时程曲线形状细节对板式橡胶支座滑动效应的影响。如图 9(a)所示，No.2 地震动峰值加速度 A_p 为 0.838g，出现在 2.685s，现将其峰值加速度修剪为原来的 1/2；图 9(b)显示的是修剪前后的 No.2 地震动所对应的反应谱。从图 9 可以看出，无论是峰值加速度还是对应反应谱值，修剪后地震动相应值均较小。从这一点上来看，通常会推断修剪后地震动输入下的支座地震位移应当比修剪前地震动输入下的相应值要小，但结果并非如此。

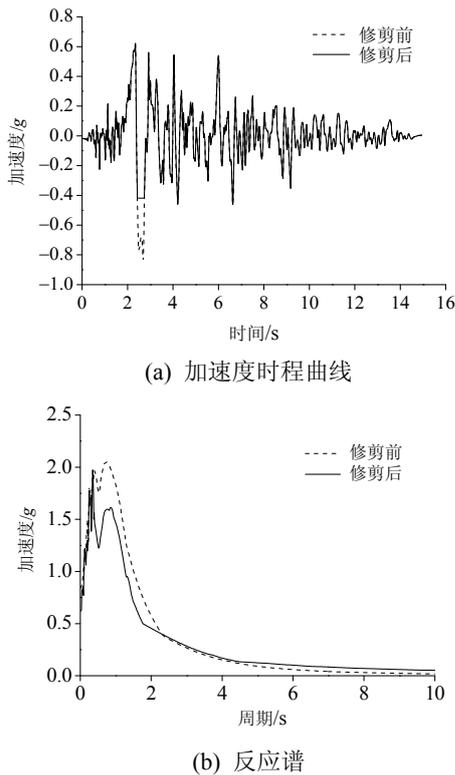


图 9 峰值加速度修剪前后的 No.2 地震动时程曲线及反应谱

Fig.9 Acceleration time-history and corresponding acceleration response spectrum for No.2 ground motion before and after the trimming of peak acceleration

图 10 为修剪前后 No.2 地震动输入下支座地震位移及支座剪力时程曲线对比图。可以看出，修剪后地震动输入下的支座最大位移及残余位移比修

剪前分别增长了 41%和 280%。通过图 10 有助于解释出现这一现象的原因，从 No.2 地震动加速度时程曲线形状及细节可以看出，在其峰值加速度到来之前有一个持时较长的正向的加速度激励，使得主梁首先往正向滑动了一段距离，实际上该地震动峰值加速度的出现对控制支座地震位移是有益的，由于与之前的加速度脉冲方向相反，该峰值加速度脉冲起到了一个“刹车”作用，扭转梁体滑动方向从而使其朝反方向滑动，因而修剪前地震动输入下的支座最大位移及残余位移分别为 0.478m 和 0.136m；将峰值加速度修剪为原来的 1/2 后，实际上削弱了峰值加速度脉冲的“刹车”及扭转滑动方向的作用，结合支座位移及支座剪力图对比可以看出，峰值加速度修剪一半后，在峰值加速度脉冲作用下支座朝反方向仅仅滑动了很短一段时间，因此朝反方向的滑动距离也较小，所以修剪后地震动输入下的支座最大位移及残余位移分别为 0.675m 和 0.517m，比修剪前响应值大得多。

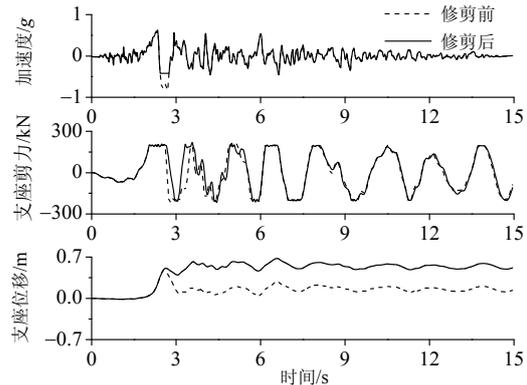


图 10 峰值加速度修剪前后的 No.2 地震动作用下支座位移及支座剪力对比

Fig.10 Comparison of displacement and shear response for elastomeric pad bearing before and after the trimming of peak acceleration

上面例子反映出，虽然地震动峰值加速度 A_p 较小、对应的反应谱谱值较小，但支座地震滑动位移却可能反而更大，这正是由于地震动加速度时程曲线形状及细节的特性造成的。至少与地震动峰值加速度以及频谱特性一样，地震动加速度时程曲线形状及细节也是影响板式橡胶支座动力滑动性能的一个重要因数。我们常常会根据一些工程经验以及统计规律来估计板式橡胶支座动力滑动反应，当针对具体个例时，应尤其注意地震动加速度时程曲线形状及细节对板式橡胶支座动力滑动性能的影响。

5 结论

(1) 确定了判断支座是否发生滑动的指标——滑动参数 λ , 只有当 $\lambda \geq 1$ 时, 板式橡胶支座将发生滑动; 探讨了影响板式橡胶支座滑动的主要因素, 包括峰值加速度、频谱特性在内的地震动特性、支座滑动前结构振动周期、支座与墩梁接触面间的摩擦系数。

(2) 对于给定场地条件、结构参数前提下, 存在最小地震动峰值加速度 $A_{p \min}$, 只有当地震动峰值加速度 $A_p > A_{p \min}$ 时, 板式橡胶支座与墩梁接触面间发生滑动; $A_{p \min}$ 受桥梁所处场地土条件影响, 与动力放大系数 $\beta(T)$ 成反比, T 为支座滑动前结构振动周期; 总体上来讲, 支座地震位移随着地面运动加速度峰值 A_p 的增加而增加。

(3) 采用 A_p/v_p 值作为表征地震动输入频谱特性的指标, 一般情况下, 地震动 A_p/v_p 值越大, 所含的高频地震成分越丰富。总体而言, 板式橡胶支座的滑动能力及支座地震位移随着输入地震动 A_p/v_p 值的增加而减小, 地震动频谱特性对板式橡胶支座与墩梁接触面是否发生滑动以及支座地震位移的大小影响明显。因此, 在对板式橡胶支座桥梁进行抗震设计时, 计算结构地震反应所用的地震动输入应与局部场地条件相匹配, 即选用的地震动输入的平均地震影响系数曲线应与由场地条件等确定的目标反应谱在统计意义上相符。

(4) 举例验证了地震动加速度时程曲线形状及细节对板式橡胶支座动力滑动效应的影响, 地震动峰值加速度 A_p 较小、对应反应谱谱值较小的地震动输入下的支座地震位移可能反而更大, 应引起设计人员的重视。

参考文献:

- [1] 胡兆同, 陈万春. 桥梁通用构造及简支梁桥[M]. 北京: 人民交通出版社, 1999: 135.
Hu Zhaotong, Chen Wanchun. Universal bridge structure and simple supported beam bridge [M]. Beijing: China Communications Press, 1999: 135. (in Chinese)
- [2] 范立础, 聂利英, 李建中. 地震作用下板式橡胶支座滑动的动力性能分析[J]. 中国公路学报, 2003, 16(4): 30—35.
Fan Lichu, Nie Liying, Li Jianzhong. Dynamic characteristic analysis of laminated rubber bearing sliding under earthquake [J]. China Journal of Highway and Transport, 2003, 16(4): 30—35. (in Chinese)
- [3] 李建中, 范立础. 汶川桥梁震害分析与抗震设计对策[J]. 公路, 2009, 5: 122—128.
Li Jianzhong, Fan Lichu. Wenchuan bridge seismic damage analysis and seismic design countermeasures [J]. Highway, 2009, 5: 122—128. (in Chinese)
- [4] JTG/T B02-01-2008, 公路桥梁抗震设计细则[S]. 北京: 人民交通出版社, 2008.
JTG/T B02-01-2008, Guidelines for seismic design of highway bridges [S]. Beijing: China Communications Press, 2008. (in Chinese)
- [5] Mazzoni S, McKenna F, Scott M H, Fenves G L. Open system for earthquake engineering simulation (OpenSees): OpenSees command language manual [M]. Pacific Earthquake Engineering Center, University of California, Berkeley, 2007.
- [6] 范立础. 桥梁抗震[M]. 上海: 同济大学出版社, 1997: 84—89.
Fan Lichu. Seismic design for bridges [M]. Shanghai: Tongji University Press, 1997: 84—89. (in Chinese)
- [7] 范立础, 胡世德, 叶爱君. 大跨度桥梁抗震设计[M]. 北京: 人民交通出版社 2001: 89—96.
Fan Lichu, Hu Shide, Ye Aijun. Seismic design for long-span bridges [M]. Beijing: China Communications Press, 2001: 89—96. (in Chinese)
- [8] JT/T 4-2004, 公路桥梁板式橡胶支座[S]. 北京: 人民交通出版社, 2004.
JT/T 4-2004, Plate type elastomeric pad bearings for highway bridges [S]. Beijing: China Communications Press, 2004. (in Chinese)
- [9] 聂利英, 李建中, 范立础. 弹塑性纤维梁柱单元及其单元参数分析[J]. 工程力学, 2004, 21(3): 15—20.
Nie Liying, Li Jianzhong, Fan Lichu. Elastic-plastic fiber beam-column element and its parametric analysis [J]. Engineering Mechanics, 2004, 21(3): 15—20. (in Chinese)
- [10] Kent D C, Park R. Flexural members with confined concrete [J]. Journal of the Structural Division, 1971, 97(7): 1969—1990.
- [11] Scott B D, Park R, Priestley M J N. Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates [J]. ACI Journal, 1982, 79(1): 13—27.
- [12] Menegotto M, Pinto P E. Method of analysis for cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending [C]. Proceedings of IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures, 1973, Lisbon, Portugal.
- [13] 胡聿贤. 地震工程学[M]. 北京: 地震出版社, 2005: 150.
Hu Yuxian. Earthquake engineering [M]. Beijing: Seismological Press, 2005: 150. (in Chinese)

(参考文献[14]—[18]转第 170 页)

- load of leaning-type arch ribs system [J]. *Engineering Mechanics*, 2011, 28(12): 166—172. (in Chinese)
- [8] 刘爱荣, 申富林, 张俊平, 禹奇才, 汪荷玲. 斜靠式拱肋系侧倾失稳临界荷载计算方法[J]. *土木工程学报*, 2012, 45(4): 107—116.
Liu Airong, Shen Fulin, Zhang Junping, Yu Qicai, Wang Heling. Analytical solution of lateral buckling critical load for leaning-type arch bridges [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2012, 45(4): 107—116. (in Chinese)
- [9] 项海帆. 拱结构的稳定与振动[M]. 北京: 人民交通出版社, 1991: 75—123.
Xiang Haifan. *The stability and vibration of arch structure* [M]. Beijing: China Communications Press, 1991: 75—123. (in Chinese)
- [10] 钱莲萍, 项海帆. 空间拱桥结构侧倾稳定性的实用计算[J]. *同济大学学报*, 1989, 17(2): 161—172.
Qian Lianping, Xiang Haifan. A practical method for lateral buckling analysis of arch bridges [J]. *Journal of Tongji University*, 1989, 17(2): 161—172. (in Chinese)
- [11] 金伟良, 赵国藩. X型双肋拱系的侧倾屈曲[J]. *土木工程学报*, 1989, 22(2): 44—45.
Jin Weiliang, Zhao Guofan. Lateral buckling of X-type twin ribbed arch braced with transverse beams [J]. *China Civil Engineering Journal*, 1989, 22(2): 44—54. (in Chinese)
- [12] 杨永清. 抛物线双肋拱在非保向力作用下的横向稳定性[J]. *西南交通大学*, 2003, 38(3): 310—313.
Yang Yongqing. Lateral stability of parabolic double-rib arch under non-directional load [J]. *Journal of Southwest Jiaotong University*, 2003, 38(3): 309—313. (in Chinese)
- [13] 陈彦江. 大跨度钢管混凝土拱桥的横向稳定性研究[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2001.
Chen Yanjiang. *Lateral stability study of load span concrete filled steel tubular arches bridge* [D]. Haerbin: Haerbin Institute of Technology, 2001. (in Chinese)
- [14] 刘钊, 吕志涛. 有横撑系杆拱桥的侧向稳定承载力[J]. *工程力学*, 2004, 21(3): 21—24, 54.
Liu Zhao, Lü Zhitao. Lateral buckling load of tied-arch bridges with transverse braces [J]. *Engineering Mechanics*, 2004, 21(3): 21—24, 54. (in Chinese)

(上接第 161 页)

- [14] Gazetas G, Garini E, Anastasopoulos, Georgarakos T. Effect of near-fault ground shaking on sliding systems [J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2009, 135(12): 1906—1921.
- [15] 克拉夫 R, 彭津 J. 结构动力学[M]. 王光远, 等, 译. 北京: 高等教育出版社, 2007: 34—36.
Clough R, Penzien J. *Dynamics of structures* [M]. Translated by Wang Guangyuan, et al. Beijing: Higher Education Press, 2007: 34—36. (in Chinese)
- [16] Kramer S L. *Geotechnical earthquake engineering* [M]. Prentice Hall, New Jersey, 1996: 130—147.
- [17] Dicleli M, Bruneau M. An energy approach to sliding of single-span simply supported slab-on-girder steel highway bridges with damaged bearings [J]. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1995, 24(3): 395—409.
- [18] Dicleli M, Buddar S. Effect of isolator and ground motion characteristics on the performance of seismic-isolated bridges [J]. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2006, 35: 233—250.