

基于颗粒阻尼器的曲线桥减震分析与试验^{*}

许维炳, 闫维明, 何浩祥, 陈彦江

(北京工业大学工程抗震与结构诊治北京市重点实验室 北京, 100124)

摘要 为了将颗粒阻尼器引入到曲线桥减震控制中,设计制作了某典型曲线桥的 1/10 缩尺试验模型及可用于试验模型桥上的曲型舱颗粒阻尼器(curved-capsule particle damper,简称 CPD),基于振动台试验开展了地震波类别和激励方向对该型阻尼器减震效果的影响研究。结果表明:CPD 构造简单,可方便快捷地安装于曲线桥上;远场地震波和近断层地震波作用下,CPD 沿顺桥向和横桥向均能发挥一定的减震控制效果,对曲线桥动力响应的抑制具有良好的方向适应性;与远场地震波相比,近断层地震波作用下,由于长周期大脉冲的影响,CPD 减震控制效果的变异性更大,当在结构自振周期附近存在大脉冲时,CPD 的减震控制效果更佳。

关键词 曲线桥;颗粒阻尼;近断层地震;方向适用性
中图分类号 TU317⁺.1; TH113

引言

曲线桥对空间和线形均有良好的适应性,因此在地形复杂的公路、山区道路及空间受限的城市高架桥中有着广泛的应用^[1]。受场地、施工、经济投入等因素的影响,小半径曲线桥(曲率半径 $<100\text{ m}$)也在很多工程中出现^[2]。由于曲率半径的影响,曲线桥的弯扭耦合作用是其不同于直线桥的重要特性。受弯扭耦合作用以及复杂地质条件下近断层地震大脉冲作用等不利因素的影响,曲线桥(特别是小半径曲线桥)在地震中的损坏、垮塌现象较多,例如汶川地震中的百花大桥、回澜立交匝道桥等^[3-4]。

鉴于曲线桥多位于公路交通和城市交通的节点位置,国内外学者针对曲线桥的减震控制开展了大量工作。总结国内外文献^[5-12],曲线桥减震控制研究成果主要集中于耗能支座、隔震支座、黏滞阻尼器以及半主动控制装置等耗能减震装置的应用可行性分析和效果研究。相关成果存在的问题主要有:a.缺少相关的大比例尺振动台试验验证;b.由于曲线桥曲率半径的影响(弯扭耦合效应)和地震作用方向的不确定性,上述减震器的控制效果的方向性较为显著。因此,提出适用于曲线桥的新型减震装置并开展相关的振动台验证试验具有重要的科研和工程

实用价值。

颗粒阻尼技术是将阻尼颗粒按一定填充率放置于结构内部或结构附属空腔内,当受控结构振动时,颗粒之间、颗粒与腔体之间将不断地碰撞和摩擦,不但有动量交换,而且能够耗散系统的振动能量,藉此达到减轻结构振动的目的,其具有减震效果好、布置灵活等优点^[13-16]。通过设计颗粒填充率来调整颗粒阻尼器中颗粒的堆积状态,当颗粒不发生堆积时,阻尼颗粒理论上可沿各个方向在阻尼器腔体自由运动,设计合理的颗粒阻尼器对结构的控制效果受地震方向和结构振动形态(存在弯扭耦合作用)的影响较小。颗粒阻尼器在直线梁桥、长周期大跨桥梁减震控制中均取得了较好的效果^[17-18],因此,笔者以某典型的曲线桥为研究对象,设计制作了该桥的 1/10 缩尺试验模型及适用于该缩尺模型桥的 CPD,通过对附加 CPD 前后的曲线桥缩尺模型振动台试验,重点分析了不同地震波类型(远场地震波、近断层地震波)和不同激励方向(顺桥向、横桥向)等条件下 CPD 对曲线桥的控制效果,为颗粒阻尼技术在曲线桥减震控制中的应用及解决传统消能减震装置在曲线桥中的减震效果方向性提供借鉴。试验在北京工业大学工程抗震与结构诊治北京市重点实验室 9 子振动台台阵系统上开展。

^{*} 国家自然科学基金青年基金资助项目(51908015,51978021);国家重点研发计划资助项目(2017YFC1500604);北京工业大学基础研究基金资助项目(004000546318524);北京市教委科技计划一般资助项目(KM201910005020)
收稿日期:2017-12-25;修回日期:2018-07-04

1 曲线桥模型桥试验设计

选取某典型的曲线连续梁桥作为设计原型桥,原型桥中心线跨径布置为 4×40 m, 全长为 160 m。上部结构为单箱三室钢筋混凝土箱梁, 下部结构为钢筋混凝土双柱式桥墩。桥梁中间桥墩(3#)和主梁采用固定支座连接, 其余各墩(1#, 2#, 4#, 5#)与主梁均采用沿桥梁轴线方向可以滑动的单向滑动支座连接, 桥梁中心线曲率半径为 102.55 m, 全桥圆心角为 92° 。

1.1 模型桥设计

综合考虑振动台的技术参数和动力试验结果的有效性, 对原型桥采用 1/10 比例进行缩尺, 并依据相似理论^[19] 确定试验模型的主要动、静力相似系数, 如表 1 所示。

表 1 相似特性

Tab. 1 Similarity coefficient

物理量	相似系数
线尺寸 l	S_L (取 1/10)
弹性模量 E	S_E (取 1.000)
等效质量密度 ρ_e	S_{ρ_e} (取 1.97)
时间 t	$S_T = S_L \sqrt{S_{\rho_e}/S_E} = 0.14$
加速度幅值 a	$S_a = S_E/(S_L S_{\rho_e}) = 5.08$
加速度频率 ν	$S_\nu = 1/S_T = 7.12$

表 2 试验模型主要构件设计参数

Tab. 2 Main designed parameters of the tested model

参数	构件材料		轴向刚度/kN		抗弯刚度/(kN·m ²)		刚度相似系数	
	原型	模型	原型	模型	原型	模型	轴向刚度	抗弯刚度
主梁	钢筋砼	Qd345	2.61×10^8	2.65×10^6	$1.770 4 \times 10^{12}$	$1.770 5 \times 10^8$	1/98.5	1/9 999.4
桥墩	C30 砼	C30 砼	1.021×10^8	1.021×10^6	2.552×10^7	2 552.5	1/100	1/10 000

1.2 配重设计

原型桥 1#~3# 桥墩的轴压比分别为 0.04, 0.16 和 0.14, 为使模型桥的破坏模式以及发生破坏的条件与原桥相似, 同时避免由于动力相似比例过小而造成试验地震波持时过短, 试验中沿桥跨方向均匀布置约 7.0t 的配重块, 配重后 1#~3# 桥墩轴压比分别为 0.02, 0.08 和 0.07。模型桥如图 1 所示。

1.3 模型桥基本动力参数识别

为获取模型桥基本动力特性和模拟地震响应, 分别在桥墩和主梁的径向(沿圆心半径方向)和切向

1.1.1 上部结构

地震作用下, 桥梁上部结构除发生碰撞或落梁引起的构件破坏外, 基本不发生塑性破坏^[2-3]。为减少施工周期和方便加工, 模型桥上部结构采用刚度相似原理等效设计, 而不过分追求截面形式一致, 模型桥主梁设计时使用 Qd345 钢材代替原型桥的混凝土材料。

1.1.2 下部结构

下部结构是模型桥与原型桥静动力参数相似的关键, 模型桥下部桥墩与原型桥下部桥墩需严格满足相似关系。模型桥桥墩的受力钢筋与原型桥材料相同, 配筋面积满足相似原理, 2#~4# 桥墩主筋选用 8 根等级为 HRB335 Φ 10 的钢筋, 1# 和 5# 桥墩主筋选用 12 根等级为 HRB335 Φ 10 的钢筋, 桥墩主筋均等分桥墩截面均匀布置于桥墩内, 箍筋采用等级为 HPB235 Φ 6 的钢筋, 按 0.10 m 间隔布设, 满足最小配筋率和配箍率要求。模型桥主要构件选材和设计参数如表 2 所示。

1.1.3 支撑系统

原型桥中 1#, 2#, 4# 和 5# 桥墩的支座系统采用单向滑动盆式橡胶支座, 3# 墩采用固定盆式橡胶支座。模型桥支座系统的设计很难做到严格按照原型桥进行缩尺。模型桥中 1#, 2#, 4# 和 5# 桥墩的支座系统采用 GPZ(II)0.8DX 单向滑动盆式橡胶支座进行模拟, 3# 墩选取 GPZ(II)0.8GD 固定支座进行模拟。



图 1 模型桥整体布置

Fig. 1 Layout of the model bridge

(垂直于半径方向)布置加速度传感器和位移传感器。同时为了对输入地震波的有效性进行控制, 在桥墩底部振动台台面也设置了沿径向和切向的加速

度传感器。

地震模拟振动台试验前,分别沿顺桥向和横桥向(顺桥向为 1# ,5#墩连线方向;横桥向为垂直于 1# ,5#墩连线方向)输入白噪声激励,以分析模型桥系统的基本动力特性。图 2 给出了白噪声激励下 3#墩墩顶加速度响应的自功率谱曲线。

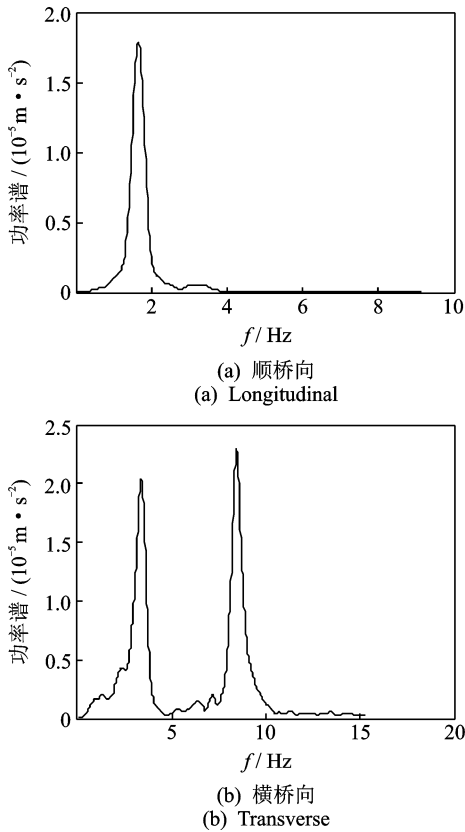


图 2 白噪声激励下 3#墩墩顶加速度响应自功率谱曲线
Fig. 2 The auto power spectrum of the acceleration response of the top pier 3# under white noise excitation

由图 2 可知,模型桥沿顺桥向的振动以顺桥向 1 阶振型振动为主,顺桥向 1 阶自振频率约为 1.64 Hz;模型桥在横桥向的振动则主要包含 2 阶振型,横桥向 1 阶自振频率为 3.39 Hz,2 阶振动频率为 8.44 Hz。利用 MIDAS Civil 软件建立模型桥的数值分析模型,模型桥的基本动力特性数值分析结果与试验结果统计见表 3。

表 3 模型桥自振特性

Tab. 3 The auto oscillating characters of the model bridge

自振频率	自振模态	f/Hz		误差/%
		试验结果	数值结果	
ω_1	沿圆曲线平动	1.64	1.66	1.2
ω_2	沿径向平动	3.39	3.67	8.2
ω_3	沿径向反对称	8.44	7.99	5.3

由表 3 可知,模型桥的有限元分析结果的前 3 阶自振频率与模型桥实测数据基本一致,设计模型与制作模型吻合良好,模型桥系统和测试传感器的状况良好。

1.4 地震波选取

1.4.1 远场地震波

不失一般性,针对原型桥所在地的地质条件(II 类场地)依据桥梁抗震设计规范选取了 3 条远场地震波,分别为 El-Centro 波、Chi-Chi 波,以及依据规范反应谱理论^[20]设计的 1 条人工波进行振动台试验,以验证 CPD 在远场地震波作用下对曲线桥的减震效果。

1.4.2 近断层地震波

作为与远场地震波的对比,针对原型桥所在地的地质条件依据 PEER-NGA 地震波的选波过程选取了 3 条 II 类场地近断层地震波(PEER 分类 C 类场地)。图 3 给出了试验中选取的 3 条 II 类场地近断层地震波反应谱曲线与目标反应谱曲线。

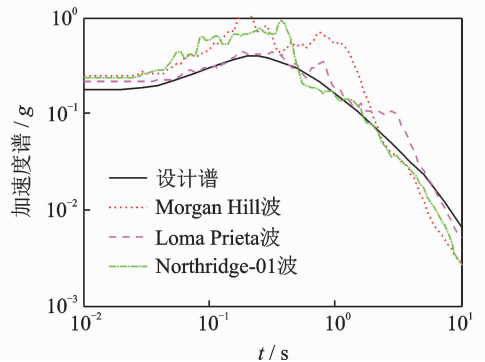


图 3 近断层地震波设计反应谱与选取地震波反应谱曲线
Fig. 3 Design response spectrum of near fault seismic wave and the response spectrum of selected earthquake records

由图 3 可知,依据 PEER-NGA 选取的近断层地震波反应谱与设计反应谱在 0.01~10 s 周期内的谱值基本一致,近断层地震波在长周期上均有一定的大脉冲效应。

1.5 颗粒阻尼器设计

考虑到曲线桥弯扭耦合效应对减震装置减震效果方向性的影响,以及土木工程领域受控结构响应的低频、低幅特性,笔者提出一种阻尼器腔体与受控曲线桥刚接,腔体内阻尼颗粒不发生堆积,在各个方向均有较优减震控制效果的颗粒阻尼器——曲型舱颗粒阻尼器,如图 4 所示,CPD 包括阻尼器腔体、阻尼器

与受控结构连接件(刚度为 K)和阻尼颗粒。

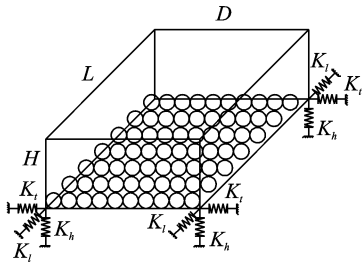


图 4 CPD 模型

Fig. 4 Model of the CPD

考虑到土木工程结构振动的低频、低幅特点,颗粒阻尼器在土木工程结构中的减震效果主要是调谐作用和摩擦碰撞耗能作用,而调谐作用占主导^[21]。为了提高 CPD 的调谐作用,应避免颗粒在阻尼器腔体中发生堆积,当颗粒不堆积或者堆积高度较小时,CPD 腔体的设计参数^[22]可由下式计算确定

$$\omega_i = (gh)^{1/2} \frac{(2i-1)\pi}{l} \left[1 - \frac{1}{6} \left(\frac{(2i-1)\pi h}{l} \right)^2 \right] \quad (1)$$

其中: ω_i 为受控结构的第 i 阶自振频率; g 为重力加速度; h 为颗粒堆积高度; l 为阻尼器腔体在结构第 i 阶阵型振动方向上的长度。

CPD 在曲线桥中应用的设计流程为:

1) 设计与曲线桥中心线曲率半径相同的阻尼器腔体,腔体的尺寸分别依据式(1)和受控桥梁的纵、横桥向 1 阶振型频率确定;

2) 沿桥跨方向均匀布置阻尼器腔体(试验模型桥均匀布置了 4 个阻尼器腔体);

3) 阻尼器腔体与主梁的预置钢构件焊接连接(原桥设置于箱梁内,模型桥设置于桥面上);

4) 阻尼器腔体中按一定的填充率设置阻尼颗粒(阻尼颗粒的基本设计参数依据浅水振动方程确定^[22],以不发生堆积为宜确定最大附加质量比)。

依据上述设计流程,试验模型桥用 CPD 的整体布置如图 5 所示。

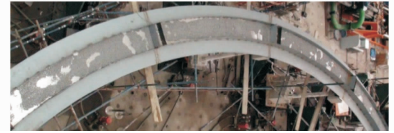


图 5 阻尼器布置图

Fig. 5 Layout of the CPD

为避免结构出现安全隐患,并使阻尼颗粒不发生堆积,以增强阻尼器在不同方向的效果,同时为了使阻尼颗粒与腔体之间能够发生碰撞,试验中设置了 4 个阻尼器腔体,并根据颗粒附加质量的增加分别选取其中的 2 个、3 个和 4 个设置阻尼颗粒。振动台试验中选取的阻尼颗粒附加质量、材料、腔体尺寸等参数见表 4。为发挥分布式阻尼的特点,CPD-1 在 2#~4# 墩之间两跨的阻尼器腔体中均匀布置阻尼颗粒;CPD-2 在 1#~4# 墩之间三跨的阻尼器腔体中均匀布置阻尼颗粒;CPD-3 在全桥四跨的阻尼器腔体中均匀布置阻尼颗粒。

表 4 阻尼器参数

Tab. 4 Parameters of CPD

阻尼器 编号	附加颗粒 质量/kg	1 阶振型 质量比/%	2 阶振型 质量比/%	阻尼颗粒 直径/mm	阻尼器腔体参数	阻尼颗粒 填充率/%
CPD-1	80	0.70	0.58	10	曲率半径为 10 m, 宽×长为 0.31 m×3.8 m, 腔体数量为 4 个	61.8
CPD-2	160	1.40	1.16			82.4
CPD-3	240	2.10	1.74			92.7

2 减震前模型桥地震响应结果

为了有效评价台面输入与墩顶响应,引入有效均方根加速度和有效均方根位移作为地震动输入和结构动力响应的衡量指标。

有效均方根加速度定义为

$$a_e = \text{sqrt} \left(\sum_{\text{if } x_i \geq x_0} \ddot{x}_i^2 / n \right) \quad (2)$$

有效均方根位移定义为

$$d_e = \text{sqrt} \left(\sum_{\text{if } x_i \geq x_0} x_i^2 / n \right) \quad (3)$$

其中: x_i 和 \ddot{x}_i 分别为某时刻台面输入或结构响应的加速度幅值和位移幅值; x_0 和 \ddot{x}_0 分别为对结构动力响应有明显作用的有效加速度和有效位移下限值; n 为台面输入和结构响应时程曲线中大于有效加速度下限值或有效位移下限值离散点的个数。

分别输入压缩后加速度幅值调整系数 $E_1 = 90 \text{ cm/s}^2$, $E_2 = 220 \text{ cm/s}^2$ 的地震波^[19](El-Centro 波、Chi-Chi 波、人工波和近断层地震波)进行无阻尼

器曲线模型桥的振动台试验。图 6 给出了顺桥向 E_1 和 E_2 作用下,模型桥 3#墩墩顶顺桥向位移响应时程曲线。

由图 6 可知, E_1 和 E_2 地震作用下,模型桥的动力响应满足一定的比例关系。以横桥向为例,表 5

给出了不同地震波横桥向激励下台面响应与模型桥 3#墩墩顶响应的关系。

由表 5 可知, E_1 和 E_2 地震作用下,曲线模型桥台面输入与墩顶响应之比基本保持一致,即曲线模型桥基本处于弹性状态。

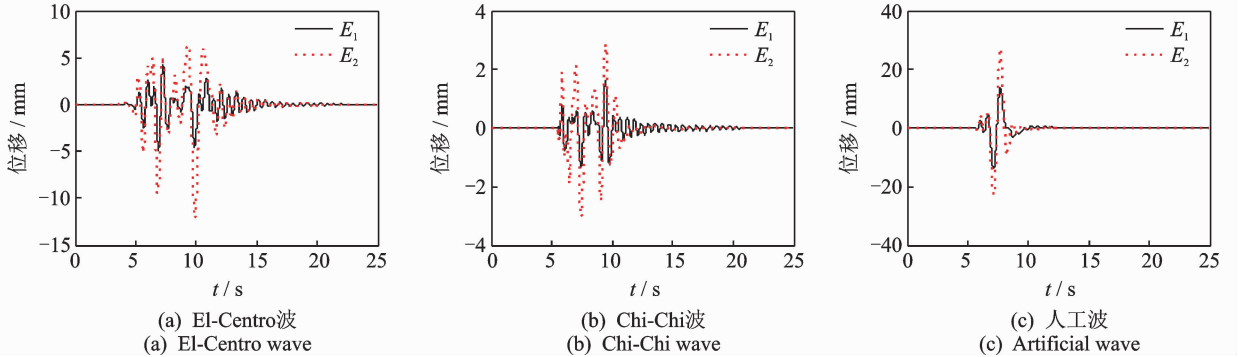


图 6 顺桥向 E_1 和 E_2 作用下模型桥 3#墩墩顶顺桥向位移响应时程曲线

Fig. 6 Longitudinal displacement response time history of the top pier 3# under seismic excitation along longitudinal direction with PGA E_1 and E_2

表 5 模型桥 3#墩台面输入与墩顶响应峰值统计

Tab. 5 Typical parameters of the excitation and response of the model bridge's 3# pier

参数	地震波类型	地震波	台面输入	墩顶响应	输入响应系数
			E_1/E_2	E_1/E_2	E_1/E_2
有效均方根加速度/ ($\text{cm} \cdot \text{s}^{-2}$) $\ddot{x}_0 = 50 \text{ cm/s}^2$	远场地震波	El-Centro	115.0/173.9	73.6/89.4	0.64/0.51
		Chi-Chi	96.1/147.0	65.7/83.2	0.68/0.57
		人工波	93.9/121.1	57.7/73.3	0.61/0.61
	近断层地震波	Morgan Hill	175.7/368.3	88.0/146.2	0.50/0.40
		Loma Prieta	145.9/255.7	86.4/138.4	0.59/0.54
		Northridge-01	139.4/215.5	67.9/83.5	0.49/0.39
有效均方根位移/mm $x_0 = 1.0 \text{ mm}$	远场地震波	El-Centro	2.1/3.8	2.3/4.4	1.09/1.16
		Chi-Chi	1.2/1.7	1.3/1.9	1.08/1.12
		人工波	4.4/6.3	6.5/11.7	1.48/1.86
	近断层地震波	Morgan Hill	2.2/2.6	1.5/1.8	0.68/0.69
		Loma Prieta	1.4/2.4	1.9/2.7	1.35/1.12
		Northridge-01	2.1/3.4	2.1/3.7	1.00/1.09

3 减震后模型桥地震响应结果

设定模拟地震动的加速度峰值为 E_1 和 E_2 ,对设置不同附加质量比 CPD 的模型桥进行远场地震波和近断层地震波激励下的振动台试验。为评价 CPD 对曲线桥不同方向激励震动响应控制的效果,分别沿顺桥向和横桥向输入地震波。

3.1 远场地震波

以 Chi-Chi 波为例,图 7 给出了顺桥向 E_1 作用下,模型桥 3#墩墩顶顺桥向位移响应曲线。

由图 7 可知,Chi-Chi 波 E_1 沿顺桥向激励时,设置不同的 CPD 后,模型桥的位移响应均有一定程度的降低。模拟地震激励刚开始时,CPD 对模型桥的动力响应略有放大,激励持续一段时间后 CPD 才开始发挥减震效果,这是由于颗粒阻尼器的减震效果与颗粒与腔体之间的相对运动状态密切相关^[21]。当模拟地震激励刚开始时,颗粒与腔体之间基本保持相对静止,阻尼器仅依靠腔体与结构之间的弹性连接提供一定的调谐作用,相当于单调谐质量阻尼器(tuned mass damper,简称 TMD),其减震效果受地震波影响很大^[23-24];当模拟地震动持续一段时间后,结构的动力响应增大,颗粒与腔体之间发生相对

运动或碰撞,此时颗粒阻尼器不仅能够提供更优的调谐作用,同时能够提供一定的耗能作用,进而发挥较好的减震效果。对于土木工程结构,有效均方根加速度减震率和位移峰值减震率是关注的重点。设定对结构动力响应有明显作用的有效加速度下限值为 20 cm/s^2 ,以 3#墩为例,表 6 给出了远场地震波作用下 CPD 的减震控制效果统计。

由表 6 可知,远场地震波作用下,CPD 对模型

桥的顺桥向和横桥向均有一定的减震控制效果。以位移峰值减震率为例, E_1 地震作用下,横桥向和顺桥向 CPD 的最大减震率分别为 15.4% 和 13.9%; E_2 地震作用下,横桥向和顺桥向 CPD 的最大减震率分别为 16.0% 和 22.3%;CPD 对模型桥顺桥向和横桥向均有减震效果;不同地震波作用下,CPD 对模型桥的控制效果的离散性较大,这与阻尼颗粒运动的非线性有关。

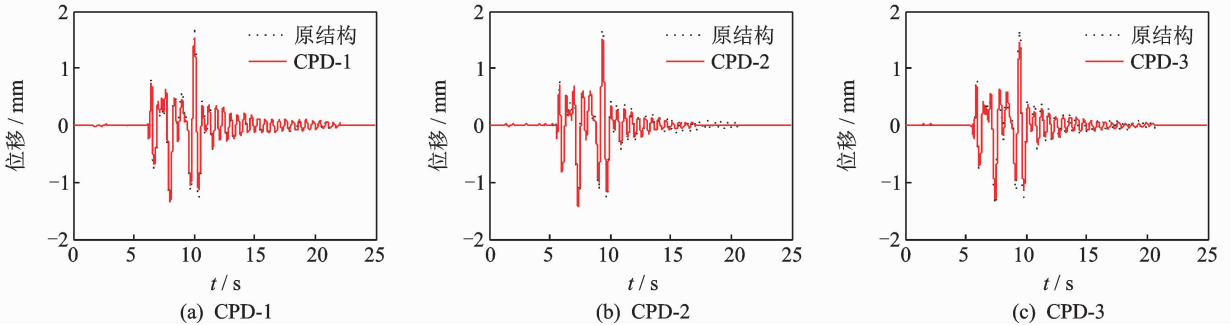


图 7 顺桥向 E_1 作用下模型桥 3#墩墩顶顺桥向位移响应曲线 (Chi-Chi 波)

Fig. 7 Longitudinal displacement response of the top pier 3# under seismic excitation along longitudinal direction (Chi-Chi wave E_1)

表 6 远场地震波作用下 CPD 减震控制效果

Tab. 6 Control effect of CPD under far-field earthquake excitation

地震波	附加阻尼器类型	E_2 墩顶有效	E_2 墩顶位移	E_1 墩顶有效	E_1 墩顶位移
		均方根加速度 减震率/% (L/T)	峰值减震率/ %(L/T)	均方根加速度 减震率/% (L/T)	峰值减震率/ %(L/T)
El-Centro 波	CPD-1	40.4/21.7	20.9/11.4	22.2/30.4	13.9/6.0
	CPD-2	38.5/23.6	19.6/10.2	31.8/9.7	10.3/6.6
	CPD-3	38.6/26.4	22.3/10.5	49.5/28.4	12.1/6.5
Chi-Chi 波	CPD-1	13.2/26.0	7.9/10.6	33.2/51.9	12.8/11.0
	CPD-2	13.0/22.3	8.3/14.8	42.0/24.9	11.9/13.1
	CPD-3	18.9/28.1	11.0/16.0	22.1/45.4	11.9/14.2
人工波	CPD-1	13.2/12.1	12.7/14.0	6.6/8.6	4.0/5.5
	CPD-2	18.7/14.9	12.2/13.4	18.3/5.6	7.1/3.6
	CPD-3	22.9/12.6	11.4/13.2	13.0/11.4	11.7/15.4

L 表示地震波沿顺桥向激励;T 表示地震波沿横桥向激励

3.2 近断层地震波

以 II 类场地近断层地震波 Morgan Hill 波为例,图 8 给出了横桥向 E_1 作用下,模型桥 3#墩墩顶横桥向位移响应曲线。

由图 8 可知,近断层 Morgan Hill 波 E_1 作用下,CPD 对模型桥的墩顶位移响应具有较为显著的控制效果。仍然设定对结构动力响应有明显作用的有效加速度下限值为 20 cm/s^2 ,以 3#墩为例,表 7 给出了 CPD 对模型桥动力响应的控制效果。

由表 7 可知,与远场地震波类似,近端地震作用

下 CPD 对模型桥的顺桥向和横桥向地震响应均有一定的抑制作用,但近断层地震波激励下 CPD 的减震控制效果受地震波影响更大。沿顺桥向激励时,Morgan Hill 波作用下,CPD 对模型桥的墩顶位移峰值减震率最大值达到了 19.3%,且均超过了 11%,而在 Loma Prieta 波和 Northridge-01 波作用下,其最大值为 12.9%,最小值仅为 4.1%;沿横桥向激励时,Morgan Hill 波和 Northridge-01 波作用下,CPD 对模型桥的墩顶位移峰值减震率最大值达到了 30.4%,且均超过了 10%,而在 Loma Prieta 波作用下,其最大值为 9.0%,最小值仅为 3.8%。

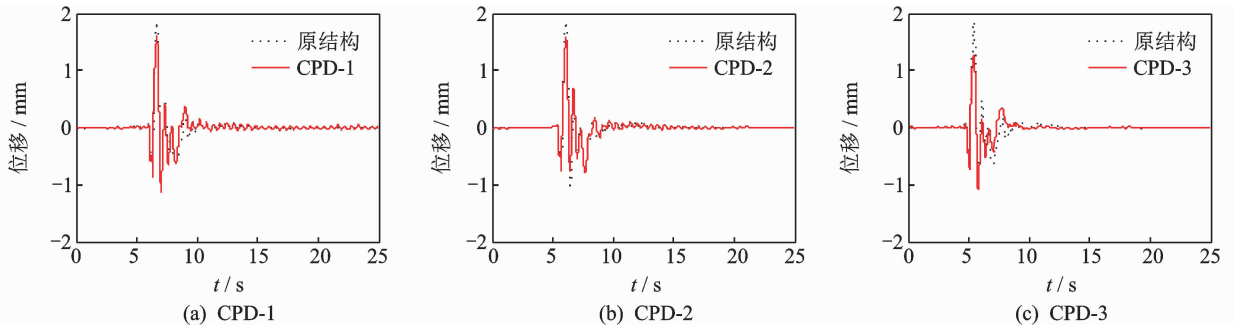


图 8 横桥向 E_1 作用下模型桥 3#墩墩顶横桥向位移响应曲线(Morgan Hill 波)

Fig. 8 Transverse displacement response of the top pier 3# under seismic excitation along transverse direction (Morgan Hill wave E_1)

表 7 近断层地震作用下 CPD 减震控制效果

Tab. 7 Control effect of CPD under near-fault earthquake excitation

地震波	附加阻尼器类型	E_2 墩顶有效均方根加速度 减震率/% (L/T)	E_2 墩顶位移峰值 减震率/% (L/T)	E_1 墩顶有效均方根加速度 减震率/% (L/T)	E_1 墩顶位移峰值 减震率/% (L/T)
Morgan Hill 波	CPD-1	14.9/19.1	11.2/10.7	26.4/23.3	13.5/12.5
	CPD-2	18.9/31.4	19.3/14.6	22.8/23.3	16.9/14.1
	CPD-3	21.1/19.0	14.7/10.7	12.3/17.4	13.9/30.4
Loma Prieta 波	CPD-1	14.6/13.2	6.9/6.5	10.9/17.5	4.1/9.0
	CPD-2	16.0/15.7	10.0/3.8	21.4/18.2	9.6/7.4
	CPD-3	17.2/19.6	12.9/7.0	17.3/9.4	10.7/7.9
Northridge-01 波	CPD-1	10.8/40.5	6.1/20.6	11.6/16.3	7.7/13.4
	CPD-2	10.7/21.0	7.3/17.4	16.5/18.9	9.1/16.4
	CPD-3	15.6/18.9	11.6/12.8	6.8/17.9	7.0/15.1

L 表示地震波沿顺桥向激励;T 表示地震波沿横桥向激励

由图 3 可知,Morgan Hill 波在 0.6 s 附近(与顺桥向 1 阶频率相近)的功率谱幅值显著大于 Loma Prieta 波和 Northridge-01 波,而 Morgan Hill 波和 Northridge-01 波在 0.3 s 附近(与横桥向 1 阶频率相近)的功率谱幅值显著大于 Loma Prieta 波。因此,与远场地震波相比,近断层地震波作用下,由于脉冲效应的影响,CPD 减震控制效果的变异性更大,当在结构自振周期附近存在大脉冲时(地震波的功率谱值较大),CPD 的减震控制效果更佳。

4 结 论

1) 曲型舱颗粒阻尼器可以方便快捷地安装在曲线桥中,对远场地震和近场地震均具有一定的减震控制效果,且其对曲线桥的顺桥向和横桥向减震控制效果并未表现出明显的差异,该型阻尼器具有良好的方向适应性。

2) 与远场地震波相比,近断层地震波作用下,由于大脉冲的影响,CPD 减震控制效果的变异性更大。结合近断层地震的功率谱曲线可知,当在结构自振周期附近存在大脉冲时(即结构自振周期附近功率谱值较大时),CPD 的减震控制效果更佳。

参 考 文 献

[1] 李娜娜,许维炳,陈彦江,等.考虑纵坡影响的曲线梁桥地震碰撞响应试验研究[J].振动与冲击,2019,38(13):135-141.
Li Nana, Xu Weibing, Chen Yanjiang, et al. Tests for seismic pounding response of a curved bridge considering effect of longitudinal slope [J]. Journal of Vibration and Shock, 2019, 38(13):135-141. (in Chinese)

[2] 王东升,孙治国,郭迅,等.汶川地震桥梁震害经验及抗震研究若干新进展[J].公路交通科技,2011,28(10):44-53.
Wang Dongsheng, Sun Zhiguo, Guo Xun, et al. Lessons learned from Wenchuan seismic damages and recent research on seismic design of highway bridges [J]. Journal of Highway and Transportation Research and Development, 2011, 28(10):44-53. (in Chinese)

[3] 孙治国,王东升,郭迅,等.汶川大地震绵竹市回澜立交桥震害调查[J].地震工程与工程振动,2009,29(4):132-138.
Sun Zhiguo, Wang Dongsheng, Guo Xun, et al. Damage investigation of huilan interchange in mianzhu after Wenchuan earthquake [J]. Journal of Earthquake En-

- gineering and Engineering Vibration, 2009, 29(4): 132-138. (in Chinese)
- [4] 王聪. 曲线桥的地震反应分析与减隔震研究[D]. 西安:长安大学, 2015.
- [5] 曾敏. 小半径曲线桥地震响应分析及减隔震研究[D]. 长沙:中南大学, 2009.
- [6] 周绪红, 戴鹏, 狄谨. 曲线PC箱梁桥隔震体系的非线性分析[J]. 中国公路学报, 2008, 21(1): 65-71. Zhou Xuhong, Dai Peng, Di Jin. Nonlinear analysis of curved prestressed concrete box girder bridge with seismic isolation system [J]. China Journal of Highway and Transport, 2008, 21(1): 65-71. (in Chinese)
- [8] Turkington D, Carr A, Cooke N, et al. Design method for bridges on lead-rubber bearings [J]. Journal of Structural Engineering, 1989, 115(12): 3001-3033.
- [9] Ruiz J F, Hayashikawa T, Obata T. Seismic performance of isolated curved steel viaducts equipped with dech unseating prevention cable restrainers [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2007, 63(2): 237-253.
- [10] 亢兴军, 申永刚. 三维地震动作用下曲线连续梁桥减震控制研究[J]. 振动与冲击, 2012, 31(6): 119-125. Qi Xingjun, Shen Yonggang. Seismic mitigation control for a curved continuous girder bridge with 3-D ground motion action [J]. Journal of Vibration and Shock, 2012, 31(6): 119-125. (in Chinese)
- [11] 全伟, 李宏男. 曲线桥多维多点地震激励半主动控制分析[J]. 工程力学, 2009, 26(3): 79-85. Quan Wei, Li Hongnan. Semi-active control of curved bridge under multi-component and multi-support earthquake [J]. Engineering Mechanics, 2009, 26(3): 79-85. (in Chinese)
- [12] 亢兴军, 李小军, 唐晖. 曲线桥弯扭耦合减震半主动控制分析[J]. 公路交通科技, 2006, 23(9): 54-57. Qi Xingjun, Li Xiaojun, Tang Hui. Study on semi-active control of seismic bend torsion coupling for curved bridge [J]. Journal of Highway and Transportation Research and Development, 2006, 23(9): 54-57. (in Chinese)
- [13] Hollkamp J J, Gordon R W. Experiments with particle damping [C]// Proceedings of SPIE - the International Society for Optical Engineering. San Diego, California: Smart Structures and Materials, 1998: 2-12.
- [14] Panossian H. Non-obstructive impact damping applications for cryogenic environments [C]// The Proceedings of Damping 1991. San Diego, California: KBC, 1991: 1-9.
- [15] 鲁正, 张鼎昌, 吕西林. 采用颗粒调谐质量阻尼器的钢框架结构振动台试验研究[J]. 建筑结构学报, 2017, 38(4): 10-17. Lu Zheng, Zhang Dingchang, Lü Xilin. Shaking table test of steel frame structure with particle tuned mass damper [J]. Journal of Building Structures, 2017, 38(4): 10-17. (in Chinese)
- [16] 温华兵, 彭子龙, 夏兆旺, 等. 新型空心结构阻振质量的阻振性能实验[J]. 振动、测试与诊断, 2016, 36(2): 335-339. Wen Huabing, Peng Zilong, Xia Zhaowang, et al. Experimental study on the vibration-isolating performance of novel hollow structural blocking mass [J]. Journal of Vibration, Measurement & Diagnosis, 2016, 36(2): 335-339. (in Chinese)
- [17] 许维炳, 闫维明, 王瑾, 等. 调频型颗粒阻尼器与高架连续梁桥减震控制研究[J]. 振动与冲击, 2013, 32(23): 94-99. Xu Weibing, Yan Weiming, Wang Jin, et al. A tuned particle damper and its application in seismic control of continuous viaducts [J]. Journal of Vibration and Shock, 2013, 32(23): 94-99. (in Chinese)
- [18] 罗振源, 闫维明, 许维炳, 等. 颗粒阻尼器对长周期桥梁结构的减震控制效果研究[J]. 振动与冲击, 2018, 37(10): 1-7. Luo Zhenyuan, Yan Weiming, Xu Weibing, et al. Seismic control of long-period bridge structures using particle dampers [J]. Journal of Vibration and Shock, 2018, 37(10): 1-7. (in Chinese)
- [19] 王天. 土木工程结构试验[M]. 武汉: 武汉理工大学出版社, 2006: 16-26.
- [20] JTG/T B02-01—2008 公路桥梁抗震设计细则[S].
- [21] 王瑾, 闫维明, 许维炳, 等. 微细耗能颗粒对调频型颗粒阻尼器减震效果影响研究[J]. 振动与冲击, 2017, 36(13): 60-66. Wang Jin, Yan Weiming, Xu Weibing, et al. Influences of fine energy-dissipating particles on vibration reduction effects of tuned particle dampers [J]. Journal of Vibration and Shock, 2017, 36(13): 60-66. (in Chinese)
- [22] Soong T, Dargush G. Passive energy dissipation systems in structural engineering [M]. West Sussex: John Wiley & Sons Ltd., 1997: 281-317.
- [23] Li Chunxiang. Performance of multiple tuned mass dampers for attenuating undesirable oscillations of structures under the ground acceleration [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2000, 29(9): 1405-1421.
- [24] 秦丽, 李学业, 徐福卫. TMD对结构地震响应控制效果的研究[J]. 世界地震工程, 2010, 26(1): 202-206. Qin Li, Li Xueye, Xu Fuwei. Research on control effectiveness of TMD to structural seismic response [J]. World Earthquake Engineering, 2010, 26(1): 202-206. (in Chinese)



第一作者简介: 许维炳, 男, 1986年11月生, 博士、讲师。主要研究方向为桥梁结构振动控制。
E-mail: weibingx@bjut.edu.cn

