

Fe-SMA-变摩擦复摆隔震连续梁桥 近断层下地震反应研究

尚继英^{1,2}, 娄东旭¹, 韩建平¹, 郁银泉², 宋炳磊¹

(1. 兰州理工大学 土木工程学院, 甘肃 兰州 730050; 2. 中国建筑标准设计研究院有限公司, 北京 100048)

摘要:针对传统摩擦复摆支座(double concave friction pendulum bearing, DCFPB)隔震桥梁在近断层地震中支座位移过大、自复位能力不足等问题,利用滑移面变摩擦方式和形状记忆合金的超弹性特性,研发了一种铁基形状记忆合金变摩擦复摆隔震支座(iron-based shape memory alloy-double variable friction pendulum bearing, Fe-SMA-DVFPB)。利用理论分析和数值模拟的方法,构建了新型支座本构模型,确定了其等效分析模型。以实际工程为背景,分别设计了应用不同类型支座的隔震桥梁,并研究了其在近断层地震动作用下的抗震性能。研究表明:3种隔震结构在脉冲型地震作用下支座最大位移分别为非脉冲型地震作用下的2.1、1.63、1.47倍;相比 DCFPB 隔震桥梁,Fe-SMA-DVFPB 隔震桥梁支座位移最大减小量为38.9%(脉冲型)和13%(非脉冲型),残余位移最大减小量为93.5%(脉冲型)和83.1%(非脉冲型);应用 Fe-SMA-DVFPB 能更有效地控制支座位移与残余位移;Fe-SMA-DVFPB 隔震桥梁支座位移与残余位移减小量明显大于墩底弯矩与墩底剪力增加量。Fe-SMA-DVFPB 能够进一步提升桥梁的震后可恢复能力。

关键词:铁基形状记忆合金;变摩擦复摆隔震支座;本构模型;分析模型;近断层地震作用;抗震性能
中图分类号:TU352.1; P315.9 **文献标志码:**A

Seismic response analysis of Fe-SMA-double variable friction pendulum bearing isolated continuous beam bridge under near-fault ground motions

SHANG Jiyong^{1,2}, LOU Dongxu¹, HAN Jianping¹, YU Yinquan², SONG Binglei¹

(1. School of Civil Engineering, Lanzhou University of Technology, Lanzhou 730050, China;

2. China Institute of Building Standard Design and Research Co., Ltd., Beijing 100048, China)

Abstract: To address issues such as excessive displacement and inadequate self-resetting capabilities in isolated bridges employing traditional double concave friction pendulum bearings, a novel iron-based shape memory alloy-double variable friction pendulum bearing (Fe-SMA-DVFPB) was developed. This bearing integrates the variable friction mechanism on the sliding surface with the superelastic properties of shape memory alloy. A constitutive model for the bearing is established, and its equivalent analysis model is determined through theoretical analysis and numerical simulation. Based on practical engineering considerations, isolated bridges with different types of bearings are designed, and their seismic performance under near-fault ground motions is analyzed. The results show that the maximum isolator displacements of the three types of isolation structures under pulse-type earthquakes are 2.1, 1.63 and 1.47 times greater than those under non-pulse-type earthquakes, respectively. Compared to DCFPB-isolated bridges, Fe-SMA-DVFPB-isolated bridges exhibit the maximum reduction in isolator displacement of 38.9% under pulse-type earthquakes and 13% under non-pulse-type earthquakes. Additionally, the maximum reduction in residual displacement is 93.5% for pulse-type and 83.1% for non-pulse-type earthquakes. The use of Fe-SMA-DVFPB

收稿日期:2024-05-09; 修回日期:2024-10-17

基金项目:国家自然科学基金项目(52078243);甘肃省重点研发计划项目(22YF7GA161)

作者简介:尚继英(1987—),男,讲师,博士,主要从事结构隔震控制研究。E-mail:shangjy@lut.edu.cn

通信作者:韩建平(1970—),男,教授,博士,主要从事结构抗震与减震控制、结构健康监测与损伤诊断研究。E-mail:jphan@lut.edu.cn

significantly improves control over both relative displacement and residual displacement. The reduction in relative displacement and residual displacement in Fe-SMA-DVFPB-isolated bridge bearings is significantly greater than the increase in bending moment and shear force at the pier base. Fe-SMA-DVFPB can further enhance the post-earthquake resilience of bridges.

Key words: iron-based shape memory alloy; double variable friction pendulum bearing; constitutive model; analysis model; near-fault ground motions; seismic performance

0 引言

近场地震动相比远场地震动,具有高能量、长周期及脉冲幅值大的特点^[1-2],近场地震动又称近断层地震动,通常可分为脉冲型地震动和非脉冲型地震动。地震发生时,大部分能量会在极短的时间内输入到桥梁结构中,对于桥梁结构造成更为严重的破坏。

摩擦摆隔震支座(friction pendulum bearing, FPB)由于具有稳定的力学性能、较大的竖向承载力等优点,在桥梁结构的减隔震设计中得到广泛应用。传统FPB滑移面的摩擦系数和曲率半径固定不变,这会导致在长周期脉冲地震作用下产生过大位移的问题。为此, TSAI等^[3-4]提出了双曲面摩擦摆隔震支座(double concave friction pendulum bearing, DCFPB), DCFPB有2个滑移面,其变形是由滑块在这2个滑移面上同时滑动引起,使得支座的变形能力增大。SHANG等^[5]提出了一种变摩擦摆隔震支座(variable friction pendulum bearing, VFPP)。VFPP结合了变摩擦机制,将滑移面打磨成不同粗糙程度的滑移区,在不影响支座隔震效果的同时,达到支座限位的目的,使支座自适应特性更为明确,然而, VFPP在大震作用下限制位移效果不佳,残余位移过大,且支座边缘滑移区摩擦系数增大,会导致支座的自复位特性降低。

形状记忆合金(shape memory alloy, SMA)具有独特的超弹性特性和形状记忆效应,可有效提升支座恢复能力^[6-7],20世纪90年代以来,众多学者提出了多种含有SMA丝的阻尼器和隔震器^[8-10]。ZHENG等^[11]提出SMA-FPB复合型隔震支座,研究表明:基于SMA的FPB不仅可以有效地改善传统FPB能量耗散的问题,还可以增强桥梁的抗震性能,尤其是在残余位移控制方面。王萌等^[12]结合SMA与负刚度(negative stiffness device, NSD)隔震支座各自的优点,提出一种间隙式SMA-NSD摩擦隔震支座并进行隔震性能研究。结果表明,该支座可显著降低NSD支座引起的残余变形并同时有效控制SMA支座引起的内力响应。李忠献等^[13]提出了一种基于SMA的复合橡胶支座并在多跨筒支桥中加以应用,其研究表明,相比于普通橡胶支座,SMA复合橡胶支座具有良好的隔震与自复位效果。DEZFULI等^[14]对SMA-天然橡胶隔震支座进行了力学性能研究,结果显示其性能稳定并具有良好的滞回耗能能力。SMA应用到隔震支座中可以显著减少支座残余位移,提高支座的自复位能力。

铁基形状记忆合金(iron-based shape memory alloy, Fe-SMA)在强度、塑性和成形加工等方面性能优越,且其生产成本远低于其他类型SMA,因而更适合在土木工程结构领域中的应用^[15]。为此,本研究将DCFPB与滑移面变摩擦方式和Fe-SMA相结合,提出一种兼具自复位和自适应特性的变摩擦复摆隔震支座—铁基形状记忆合金变摩擦复摆隔震支座(iron-based shape memory alloy-double variable friction pendulum bearing, Fe-SMA-DVFPB),研究其运行原理和力学行为,构建其本构模型,提出新型支座等效分析模型,验证了等效分析模型的正确性。并在此基础上对Fe-SMA-DVFPB隔震连续梁桥在近断层地震动作用下进行地震反应研究,研究在近断层地震下的隔震桥梁的减震机理及抗震性能。

1 基本构造

DVFPB由上、下连接座板以及位于两者中间的上、下铰接滑块组构成,下座板上表面与上座板下表面的球形凹面划分成具有不同粗糙度的滑移区域,见图1(a)。Fe-SMA-DVFPB由DVFPB与Fe-SMA拉索组合构造而成,Fe-SMA拉索由多个Fe-SMA丝线绞制而成,Fe-SMA索位于支座外侧斜拉交叉成X型,通过端部锚固装置与支座座板相连,滑块组可分别在上、下连接座板的曲面内滑动,见图1(b)。滑块组由上、下滑块通过球铰连接组成。上滑块上表面及下滑块下表面覆盖滑移材料,上、下滑移面摩擦系数由中心向边缘逐渐增大。

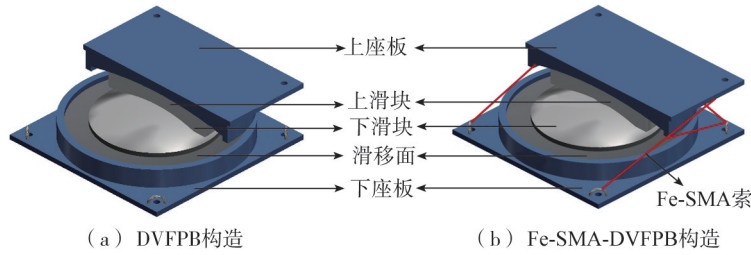


图1 DVFPB与Fe-SMA-DVFPB构造图

Fig.1 Configuration of DVFPB and Fe-SMA-DVFPB

2 本构模型构建

Fe-SMA-DVFPB作为一种复合支座,其恢复力模型为Fe-SMA单元与DVFPB单元的叠加,故其理论本构只需将2种单元对应本构分别推导后叠加即可。

2.1 DVFPB本构模型

对于上、下滑移面对称的DVFPB,其本构模型与VFPB相同。基于SHANG等^[16]对于VFPB本构模型的研究,DVFPB本构如式(1)所示:

$$F = \left(\frac{W}{R_e} \pm t \right) x \pm f_{\min} \tag{1}$$

式中: W 为上部结构施加到支座上的竖向力; x 为滑块在滑移面上的相对位移; $R_e = 2R$, R 为上、下座板球形凹面的曲率半径; F 为下连接座板受到的水平力; f_{\min} 为滑移面最小摩擦力; t 为最小摩擦力 f_{\min} 到最大摩擦力 f_{\max} 的增加率。CALVI等^[17]研究表明,当滑移面上滑移区分布均匀,且滑块直径为滑移区宽度的1~2倍时,由变摩擦机制引起的摩擦力从中心滑移区到边缘滑移区线性增加。

2.2 Fe-SMA本构模型

本研究只利用Fe-SMA中的超弹性效应,考虑到实用性和简便性,采用Auricchio本构模型^[18]。Fe-SMA-DVFPB支座的计算简图见图2。图中实线部分表示支座初始图,虚线部分表示支座变形图,运动中假设下座板不移动, θ 为下滑块相对于滑动面中心的旋转角; β_0 为拉索初始状态下与底板的夹角; x 、 y 分别为滑块上 O 点到 O' 点的水平和竖向距离; x' 和 y' 分别为上座板上 A 点到 A' 的水平 and 竖向距离,其中 $x = x'$, $y = y'$; L_0 为拉索初始长度, L 为拉索变形后的长度。支座滑移面上不同滑移区的划分示意图见图3。图中从中心到边缘滑移区粗糙度依次增加,区域 C_1 、 C_2 、 C_3 外缘对应圆的半径分别为 r_1 、 r_2 、 r_3 , C_1 区域对应的摩擦系数为 μ_1 , C_2 区域对应的摩擦系数为 μ_2 , C_3 区域对应的摩擦系数为 μ_3 ,且满足 $\mu_1 < \mu_2 < \mu_3$,阴影面积表示滑块与滑移面的接触部分,滑块与滑移面接触区域为 C_0 ,半径为 r_0 。

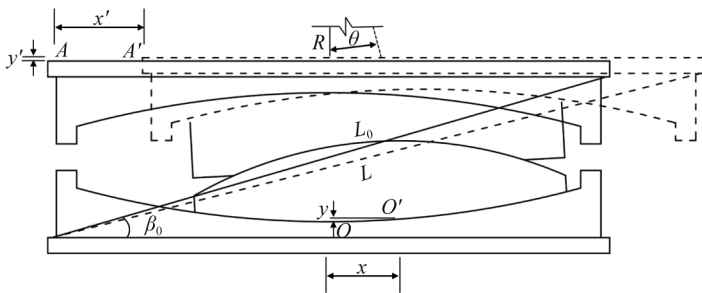


图2 Fe-SMA-DVFPB计算简图

Fig.2 Calculation diagram of Fe-SMA-DVFPB

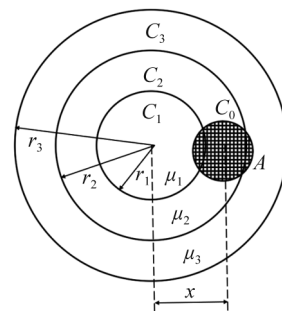


图3 滑动面示意图

Fig.3 Schematic diagram of sliding surface

选 x 为基本变量,可知:

$$y = y' = R(1 - \cos\theta) \tag{2}$$

而 θ 足够小, $\theta \approx \tan\theta \approx \sin\theta = x/2R$ 。竖向位移和水平位移的关系为

$$y = y' = R(1 - \cos(x/2R)) \tag{3}$$

由图 2 支座变形后受力图可知,变形后 Fe-SMA 的伸长量为

$$\Delta L = L - L_0 = \sqrt{(L_0 \cos \beta_0 + x)^2 + (L_0 \sin \beta_0 + y)^2} - L_0 \quad (4)$$

由式(3)和式(4)可求得 Fe-SMA 拉索的伸长量与支座水平位移的关系为

$$\Delta L = \sqrt{(L_0 \cos \beta_0 + x)^2 + \left(L_0 \sin \beta_0 + R \left(1 - \cos \frac{x}{2R} \right) \right)^2} - L_0 \quad (5)$$

因此,Fe-SMA 的应变为

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L_0} = \frac{\sqrt{(L_0 \cos \beta_0 + x)^2 + \left(L_0 \sin \beta_0 + R \left(1 - \cos \frac{x}{2R} \right) \right)^2}}{L_0} - 1 \quad (6)$$

为简化 Fe-SMA 本构,将唯象理论本构模型中的 Auricchio 进行理想化^[18],其简化后的 Fe-SMA 本构模型见图 4。

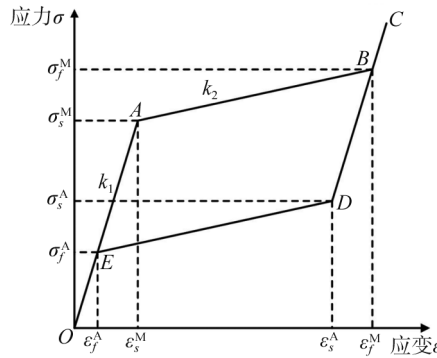


图 4 简化后的 Fe-SMA 本构模型

Fig. 4 Simplified Fe-SMA constitutive model

设 OA 段斜率为 k_1 , AB 段斜率为 k_2 , σ_s^M 、 σ_f^M 、 ε_s^M 、 ε_f^M 分别为马氏体阶段开始和结束的应力和应变, σ_s^A 、 σ_f^A 、 ε_s^A 、 ε_f^A 分别为奥氏体阶段开始和结束的应力和应变,则简化后旗帜形的 Fe-SMA 本构关系如式(7)所示:

$$\sigma = \begin{cases} k_1 \varepsilon & (OA、OE \text{ 段}) \\ (k_1 - k_2) \varepsilon_s^M + k_2 \varepsilon & (AB \text{ 段}) \\ (k_1 - k_2) (\varepsilon_s^M - \varepsilon_f^M) + k_1 \varepsilon & (BD \text{ 段}) \\ (k_1 - k_2) \sigma_f^A + k_2 \varepsilon & (DE \text{ 段}) \end{cases} \quad (7)$$

因此,Fe-SMA 提供的水平恢复力为

$$F_{\text{Fe-SMA}} = mA\sigma(\varepsilon) \quad (8)$$

式中: m 为拉索的股数; A 为每股拉索截面面积; $\sigma(\varepsilon)$ 为拉索应力;先根据式(6)求得 ε ,再由 Fe-SMA 的本构关系求得 σ 。

可进一步求得 Fe-SMA 拉索在水平方向的恢复力为

$$F_{\text{Fe-SMA}}^H = F_{\text{Fe-SMA}} \cos \beta \quad (9)$$

式中: β 为拉索变形后与底板的夹角,有

$$\cos \beta = \frac{L_0 \cos \beta_0 + x}{\sqrt{(L_0 \cos \beta_0 + x)^2 + (L_0 \sin \beta_0 + y)^2}} \quad (10)$$

2.3 Fe-SMA-DVFPB 本构模型

Fe-SMA-DVFPB 支座水平方向恢复力为相同位移的 Fe-SMA 和 DVFPB 恢复力的和,即

$$F = F_{\text{Fe-SMA}}^H + F_{\text{DVFPB}} \quad (11)$$

将式(1)与式(9)代入式(11)中可得:

$$F = mA\sigma(\varepsilon) \cos \beta + \left(\frac{W}{R_e} \pm t \right) x \pm f_{\min} \quad (12)$$

3 等效分析模型

新型 Fe-SMA-DVFPB 表现出的滞回规则不同于目前常用隔震支座的滞回规则,本文通过组合现有支座单元模拟 Fe-SMA-DVFPB 的非线性特性。

3.1 等效分析模型原理

本文提出一种并联模型模拟 Fe-SMA-DVFPB 的非线性特性,该并联模型由多个已有的非线性连接单元并联而成。基于有限元分析软件 SAP2000,并联 friction pendulum isolation (FPI) 单元和 damper-friction spring (D-FS) 单元模拟 DVFPB;并联 multilinear elastic (ML-E) 单元与 multilinear plastic (ML-P) 单元模拟 Fe-SMA。

3.2 并联模型

DVFPB 的滞回曲线见图 5(a),可以等价为一个 FPI 单元和 D-FS 单元的组合,分别见图 5(b)、(c),D-FS 用于表达与位移相关的摩擦阻尼特性。Fe-SMA 的滞回曲线见图 6(a),可以等价为一个 ML-P 单元和 ML-E 单元的组合,分别见图 6(b)、(c)。Fe-SMA-DVFPB 的滞回曲线见图 7(a),可以等价为一个 DVFPB 模型和 Fe-SMA 模型的组合,分别见图 7(b)、(c)。

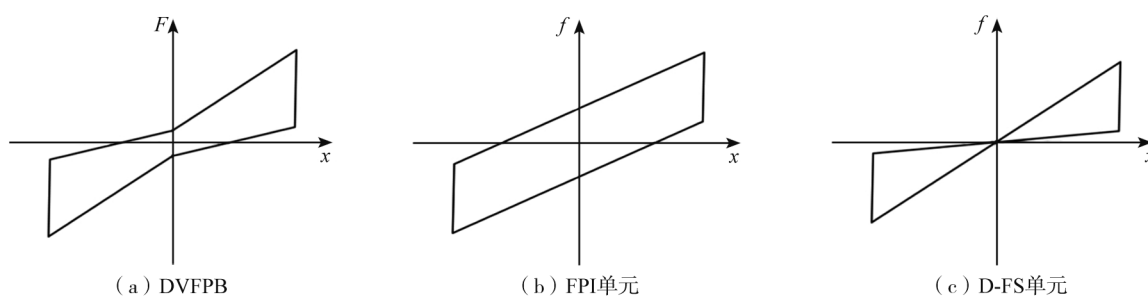


图5 DVFPB 滞回曲线分解

Fig. 5 Decomposition of the DVFPB hysteresis curves

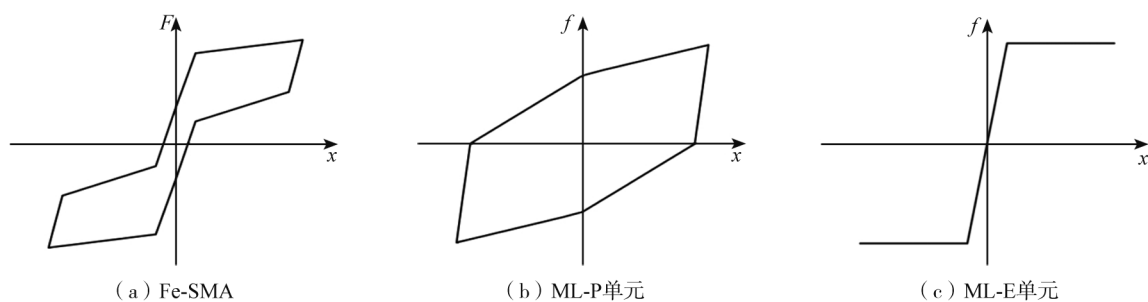


图6 Fe-SMA 滞回曲线分解

Fig. 6 Decomposition of the Fe-SMA hysteresis curves

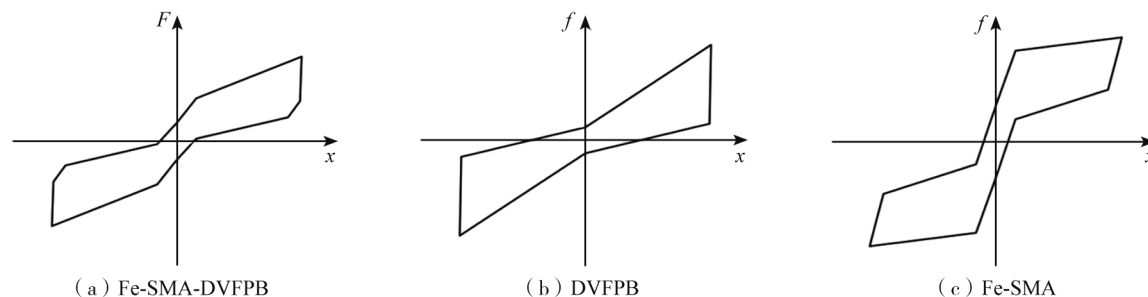


图7 Fe-SMA-DVFPB 滞回曲线分解

Fig. 7 Decomposition of the Fe-SMA-DVFPB hysteresis curves

3.3 等效分析模型验证

并联模型在结构分析软件中容易实现,仅需要在 2 个节点之间将多个不同的连接单元重叠连接。并联模型表现出的特性是这些单元特性的简单叠加。通过合理的参数修正,并联模型能够精确地模拟

Fe-SMA-DVFPB的真实滞回特性。本文通过分析模型和理论分析结果的对比来验证等效分析模型的正确性。

分析模型在有限元软件中的实施方式见图 8,4 个单元重叠连接于节点 A 和 B 之间,4 个单元共享 2 个节点。上节点 A 与上部结构连接,下节点 B 刚接到下部结构或地面。4 个单元指定相同的竖向刚度,共同分担作用于支座的竖向荷载。

为了验证本文所提出的等效分析模型的正确性,取如下参数的支座作为验证算例。DVFPB 参数: $R=2\text{ m}$, $r_0=120\text{ mm}$, $r_1=200\text{ mm}$, $r_2=300\text{ mm}$, $r_3=400\text{ mm}$, $\mu_1=0.03$, $\mu_2=0.05$, $\mu_3=0.07$, $W=600\text{ kN}$, $x=230\text{ mm}$ 。Fe-SMA 参数: $k_1=443\text{ kN/mm}$, $k_2=38\text{ kN/mm}$, $\varepsilon_s^M=0.9$, $\varepsilon_f^M=6$, $\varepsilon_s^A=5.3$, $\varepsilon_f^A=0.2$ 。理论分析和有限元模型所得支座滞回曲线见图 9。由图可知,2 种方法所得滞回曲线能较好的吻合,滞回曲线所围面积相对差在 5% 以内,且支座最大位移处的等效刚度相对差为 9.03%。由此可以得出,所提出的等效分析模型能够正确地反映新型支座的滞回特性。

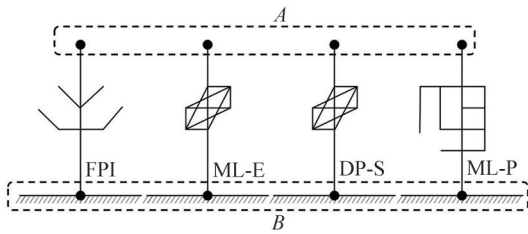


图 8 分析模型的实施

Fig. 8 Implementation of the analysis model

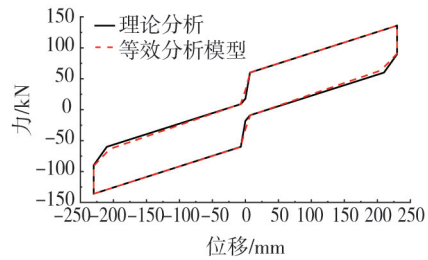


图 9 Fe-SMA-DVFPB 理论分析和等效分析模型所得滞回曲线

Fig. 9 Hysteretic curves of Fe-SMA-DVFPB theoretical analysis and equivalent analysis model

4 工程实例

4.1 工程概况

拟建 K18+040 飞龙大桥位于广西壮族自治区南宁市横县平马镇与新福镇飞龙乡交界处,由北至南跨越郁江,全桥总长 940 m。其中引桥长 360 m,引桥桥跨布置:平马侧为 (5×30)m 先简支后连续预应力混凝土 T 梁,沙坪侧为 (7×30)m 先简支后连续预应力混凝土 T 梁。桥面全宽 13 m,横向共布置 6 片 T 梁。单个桥墩的基础平面图见图 10。

根据 GB 18306—2015《中国地震动参数区划图》^[19] 规定,桥址区域地震动峰值加速度为 0.1 g,对应的地震基本烈度为 VII 度。根据现场地勘显示,桥址处场地类别为 II 类,地震动反应谱特征周期为 0.35 s。

4.2 有限元模拟

根据飞龙大桥引桥的设计方案,建立三维有限元动力计算模型进行抗震性能分析,计算模型以顺桥向为 X 轴,横桥向为 Y 轴,竖桥向为 Z 轴。采用非线性时程法分析时,主梁和桥墩均采用空间梁单元模拟。飞龙大桥引桥动力计算有限元模型见图 11。

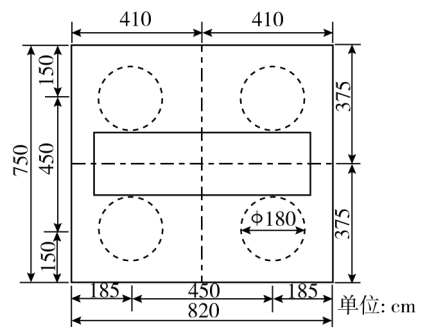


图 10 桥墩的基础平面图

Fig. 10 Foundation plan of piers



图 11 动力计算有限元模型

Fig. 11 Finite element model of dynamic calculation

4.3 支座设计

首先确定隔震桥梁周期 T_{iso} 。本文取 $T_{iso} = 2T_0$, 其中 T_0 为非隔震桥梁的基本周期。基于隔震周期 T_{iso} , 通过迭代^[20] 确定隔震支座在设防烈度下的位移为 35 mm。DVFPB 设计参数见表 1。

为形成与 DVFPB 和 Fe-SMA-DVFPB 隔震结构工程需求参数的对比, DCFPB 的曲率半径与 DVFPB 相同, DCFPB 滑移面上的摩擦系数取值与 DVFPB 中心区域的摩擦系数 μ_1 相同, Fe-SMA 单元参数确定为 $k_1 = 443$ kN/mm, $k_2 = 38$ kN/mm, $\varepsilon_s^M = 0.9$, $\varepsilon_f^M = 6$, $\varepsilon_s^A = 5.3$, $\varepsilon_f^A = 0.2$, Fe-SMA 拉索由 0.8 mm 单丝直径×7 丝×7 股绞合构成, 通过 ASGARIAN 等^[21] 的研究表明, SMA 可以在应变 8%~10% 范围内表现出较好的自复位能力, 但是在大应变循环荷载下退化较明显, 因此建议设计最大应变值宜控制在 6%。支座布置时, 由于桥墩分布较规则, 采用“一墩一支座”的原则, 一共选用 16 个支座, 在桥墩墩顶布置支座, 上座板与梁底面相连, 下座板与桥墩垫石相连。DCFPB、DVFPB 和 Fe-SMA-DVFPB 隔震桥梁以及非隔震桥梁的周期见表 2。

表 2 非隔震桥梁和隔震桥梁周期对比

Table 2 Comparison of periods of non-isolated bridges and isolated bridges s

结构类型	非隔震	DCFPB	DVFPB	Fe-SMA-DVFPB
T_{iso}	0.97	3.17	2.65	2.36

4.4 地震动输入

根据工程场地地震动参数和场地条件, 结合 JTG/T B02-01—2008《公路桥梁抗震设计细则》^[22], 从美国太平洋地震工程研究中心 (Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER) 数据库中选取 24 条典型近断层地震动记录, 其中近断层脉冲型 (PGV/PGA>0.2) 和非脉冲型 (PGV/PGA<0.2) 地震动记录各 12 条, 近断层地震动记录见表 3。选取原则是: ①为排除震源特性对地震动的影响, 采取相同地震事件的地震动记录, 本文均从集集地震 (Chi-Chi) 选取; ②断层距在 20 km 以内; ③震级不小于 5.5 级; ④地震动峰值加速度大于 0.1 g。

表 3 地震动记录参数

Table 3 Parameters of the selected ground motion records

非脉冲型					脉冲型				
地震动编号	台站	R_{jb}/km	PGA/g	PGV/(cm/s)	地震动编号	台站	R_{jb}/km	PGA/g	PGV/(cm/s)
1	CHY074-E	10.8	0.23	31.4	1	TCU104-N	12.9	0.09	47.5
2	TCU089-N	9.0	0.23	33.1	2	TCU036-N	19.8	0.13	47.5
3	CHY029-N	11.0	0.24	39.7	3	TCU103-E	6.0	0.13	70.2
4	CHY029-E	11.0	0.29	35.2	4	TCU036-E	19.8	0.14	57.5
5	CHY041-E	19.8	0.3	20.4	5	TCU039-N	19.9	0.14	56.3
6	TCU076-E	2.7	0.34	51.8	6	TCU109-E	13.0	0.15	56.9
7	TCU089-E	9.0	0.35	35.0	7	TCU109-N	13.0	0.16	56.4
8	TCU072-N	7.1	0.38	52.5	8	TCU102-N	1.5	0.17	66.4
9	TCU074-N	13.8	0.38	44.9	9	TCU128-N	13.1	0.17	62.6
10	TCU076-N	2.7	0.43	59.7	10	TCU039-E	19.9	0.20	55.3
11	TCU084-N	11.4	0.43	48.1	11	TCU120-E	7.4	0.23	59.8
12	TCU078-E	8.2	0.45	40.2	12	TCU102-E	1.5	0.30	91.7

4.5 结果分析

4.5.1 支座位移

在 12 条非脉冲型与 12 条脉冲型地震动作用下, 对于分别采用 DCFPB、DVFPB 和 Fe-SMA-DVFPB 隔震支座的桥梁结构体系进行时程分析。

Fe-SMA-DVFPB 隔震桥梁同一支座在脉冲型地震动 (TCU036-E) 和非脉冲型地震动 (CHY029-E) 下滞回曲线对比见图 12。可以看出脉冲型地震动具有比非脉冲型地震动更大的能量, 对支座造成更大的位移。Fe-SMA-DVFPB 最大位移为 108 mm, 此时 Fe-SMA 拉索满足极限位移要求。

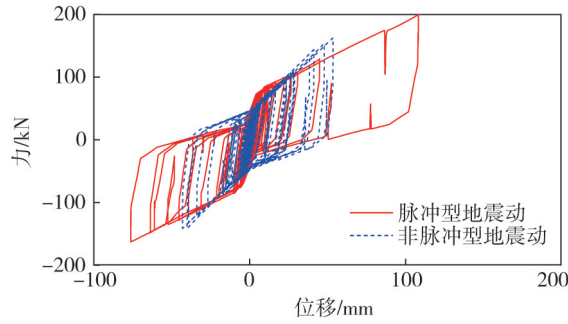


图 12 Fe-SMA-DVFPB 在两类地震动下的滞回曲线

Fig. 12 Hysteresis curves of Fe-SMA-DVFPB under two types of ground motion

结构在 CHY029-E (非脉冲型) 和 TCU036-E (脉冲型) 地震动作用下 3 种类型隔震支座位移时程分析对比见图 13。可以看出,脉冲型地震动会比非脉冲型地震动对桥梁结构造成更大的位移,并且在脉冲型地震动作用下,位移时程最大峰值为第二大峰值的 2 倍以上,有一个明显的“突起”。

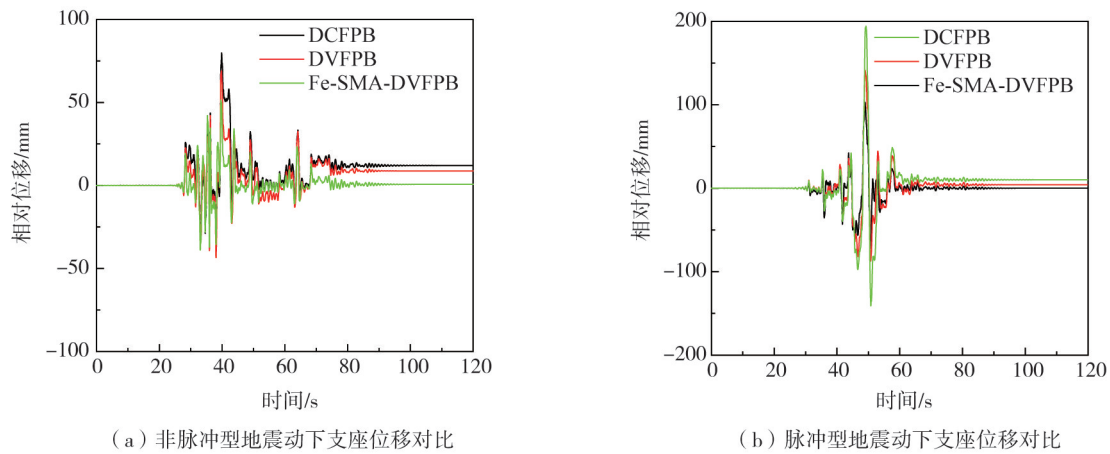


图 13 不同隔震桥梁支座位移对比

Fig. 13 Comparison of the displacement of different isolated bridge bearings

桥梁结构在 2 种类型地震动作用下所得支座最大位移对比见图 14。图中将 2 种类型地震动产生的支座位移绘制于同一坐标系下,当表示位移的散点图位于对角线上方时表示纵轴代表的支座位移大于横轴代表的支座位移,反之则表示横轴代表的支座位移大于纵轴代表的支座位移。可以看出,在 2 种类型地震动下,散点均在对角线上方,即在脉冲型地震动作用下支座位移均大于非脉冲型地震动作用下支座位移。DCFPB、DVFPB 与 Fe-SMA-DVFPB 在两类地震动作用下最大支座位移的平均值见表 4。其中 DCFPB 在脉冲型地震动作用下位移为非脉冲型的 2.1 倍;DVFPB 在脉冲型地震动作用下位移为非脉冲型的 1.63 倍;Fe-SMA-DVFPB 在脉冲型地震动作用下位移为非脉冲型的 1.47 倍。显然,脉冲型地震动会对 3 种支座的隔震桥梁造成更大的支座位移响应,下面将对 DCFPB、DVFPB 与 Fe-SMA-DVFPB 在脉冲型地震动与非脉冲型地震动下的减震效果进行详细的研究。

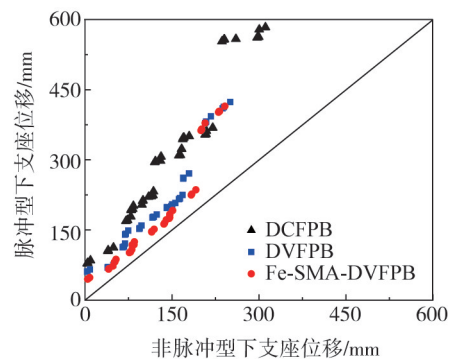


图 14 两类地震动下支座位移对比

Fig. 14 Comparison of bearing displacement under two types of ground motion

由表 4 可知,相比 DCFPB, DVFPB 和 Fe-SMA-DVFPB 能更好地控制支座位移。而 Fe-SMA-DVFPB 中 Fe-SMA 索对支座提供了一定的拉力使支座位移进一步的减小,这表明采用变摩擦方式和 Fe-SMA 拉索可以进一步控制 DCFPB 隔震结构在近断层地震作用下的支座位移。

表4 3种支座最大位移的位移平均值

Table 4 Average displacement of the maximum displacement of three types of bearings

地震类型	支座类型	最大支座位移/mm	最大位移变化量/%
脉冲型	DCFPB	286.9	—
	DVFPB	200.9	-30.0
	Fe-SMA-DVFPB	175.3	-38.9
非脉冲型	DCFPB	136.8	—
	DVFPB	123.3	-9.9
	Fe-SMA-DVFPB	119.0	-13.0

4.5.2 支座残余位移

隔震桥梁在2种类型地震动作用下支座残余位移对比见图15。由图可知,对于DCFPB与DVFPB,散点均在对角线以上,即在脉冲型地震动作用下支座残余位移均大于非脉冲型地震动作用下的支座残余位移。DCFPB、DVFPB与Fe-SMA-DVFPB在两类型地震动作用下支座残余位移的平均值见表5。其中DCFPB在脉冲型地震动作用下残余位移平均值为非脉冲型的1.9倍;DVFPB在脉冲型地震动作用下残余位移平均值为非脉冲型的1.84倍。而对于Fe-SMA-DVFPB,不论在脉冲型地震动还是非脉冲型地震动作用下,支座残余位移均得到有效控制,残余位移最大值仅为2.76 mm,远小于DCFPB和DVFPB的残余位移,这是由于Fe-SMA-DVFPB利用了Fe-SMA索的超弹性特性从而大幅减小支座的残余位移。

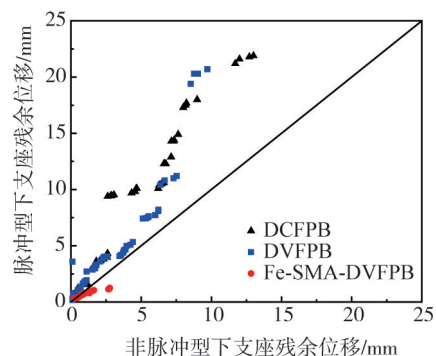


图15 两类地震动下支座残余位移对比

Fig. 15 Comparison of residual displacement of the bearings under two types of ground motion

表5 3种支座残余位移平均值

Table 5 Average value of residual displacement of three types of bearings

地震类型	支座类型	支座残余位移/mm	残余位移变化量/%
脉冲型	DCFPB	8.65	—
	DVFPB	9.05	+4.6
	Fe-SMA-DVFPB	0.56	-93.5
非脉冲型	DCFPB	4.55	—
	DVFPB	4.92	+8.1
	Fe-SMA-DVFPB	0.77	-83.1

由表5可知,相比于DCFPB与DVFPB,Fe-SMA-DVFPB隔震桥梁支座的残余位移大幅减小。这表明采用Fe-SMA拉索可以进一步提升DVFPB隔震结构在近断层地震作用下的减震性能。

4.5.3 墩底弯矩与墩底剪力响应

非隔震桥梁与3种隔震桥梁在近断层地震作用下墩底弯矩的对比见图16。由图可知,不论在脉冲型还是非脉冲型地震作用下,隔震支座均能有效减小墩底弯矩,并且3种隔震桥梁的墩底弯矩相差不大。

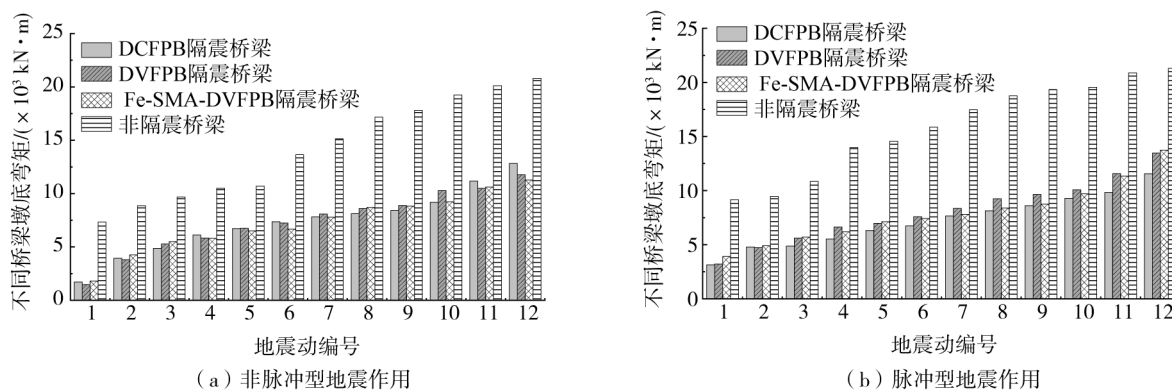


图16 近断层地震下不同桥梁墩底弯矩对比

Fig. 16 Comparison of pier base bending moments in different bridge structures under near-fault ground motions

非隔震桥梁与 3 种隔震桥梁在近断层地震作用下墩底剪力的对比见图 17。由图可知,不论在脉冲型还是非脉冲型地震作用下,隔震支座均能有效减小墩底剪力,并且 3 种隔震桥梁的墩底剪力相差不大。

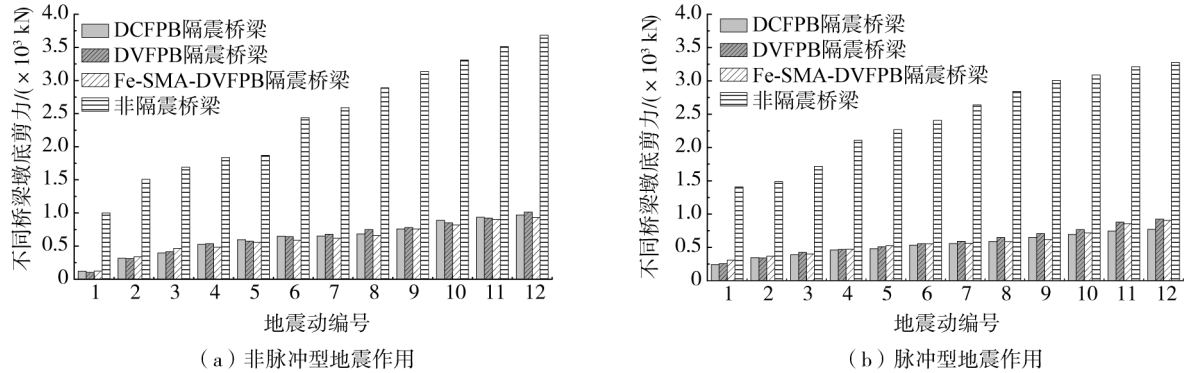


图 17 近断层地震下不同桥梁墩底剪力对比

Fig. 17 Comparison of pier base shear forces in different bridges under near-fault ground motions

非隔震结构、DCFPB、DVFPB 与 Fe-SMA-DVFPB 结构在 12 条脉冲型地震动与 12 条非脉冲型地震动下桥梁结构的墩底剪力与墩底弯矩平均值见表 6。由表可知,3 种隔震桥梁的墩底弯矩值与墩底剪力值相差不大,均小于非隔震桥梁的墩底弯矩,说明在近断层地震作用下,3 种支座对于隔震桥梁的墩底弯矩与墩底剪力均能得到有效控制,并且控制效果相当。因此,Fe-SMA-DVFPB 结构在控制支座位移与残余位移的同时,不会明显增大其墩底弯矩与剪力。

表 6 3 种支座隔震桥梁墩底弯矩和墩底剪力平均值

Table 6 Average values of pier base bending moments and shear forces for three types of bearing-isolated bridges

地震类型	支座类型	墩底弯矩/($\times 10^3$ kN · m)	墩底弯矩变化量/%	墩底剪力/($\times 10^3$ kN)	墩底剪力变化量/%
脉冲型	非隔震	16.63	—	2.54	—
	DCFPB	7.55	—	0.65	—
	DVFPB	7.86	+4.1	0.62	-4.6
	Fe-SMA-DVFPB	7.80	+3.3	0.67	+3.1
非脉冲型	非隔震	14.77	—	2.56	—
	DCFPB	7.63	—	0.65	—
	DVFPB	7.65	+0.3	0.65	0
	Fe-SMA-DVFPB	8.41	+10.2	0.63	-3.1

5 结论

1) 研发了一种新型的 Fe-SMA-DVFPB 隔震支座,研究其力学行为,构建其本构模型,提出了该支座的等效分析模型并验证了该模型的正确性。

2) 相比于 DCFPB 支座,DVFPB 支座位移最大减小量为 30%(脉冲型)和 9.9%(非脉冲型),残余位移增加,且最大增加量为 4.6%(脉冲型)和 8.1%(非脉冲型);Fe-SMA-DVFPB 支座位移最大减小量为 38.9%(脉冲型)和 13%(非脉冲型),残余位移最大减小量为 93.5%(脉冲型)和 83.1%(非脉冲型)。Fe-SMA-DVFPB 支座能更有效地控制支座相对位移与残余位移,并且 Fe-SMA-DVFPB 隔震桥梁的支座位移与残余位移减小量明显大于墩底弯矩增加量。

3) 脉冲型地震动使桥梁结构产生更强的地震响应,支座位移与残余位移明显大于非脉冲型地震动下的相应量,但 Fe-SMA-DVFPB 在两类地震动作用下均能够有效控制支座位移。

参考文献:

[1] 徐亚洲,田晓航,张慧,等.近断层地震动作用下风机塔地震反应分析[J].地震工程与工程振动,2020,40(1):57-66.
 XU Yazhou, TIAN Xiaohang, ZHANG Hui, et al. Seismic response analysis of wind turbines subjected to near-fault ground motions [J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2020, 40(1): 57-66. (in Chinese)

- [2] 张令, 徐略勤. 近断层地震下大跨钢管混凝土拱桥损伤模式研究[J]. 地震工程与工程振动, 2020, 40(3): 204-215.
ZHANG Ling, XU Lueqin. Damage pattern analysis of large-span CFST arch bridge under near-fault earthquakes[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2020, 40(3): 204-215. (in Chinese)
- [3] TSAI C S, LU P C, CHEN W S, et al. Finite element formulation and shaking table tests of direction-optimized-friction-pendulum system[J]. Engineering Structures, 2008, 30(9): 2321-2329.
- [4] TSAI C S, LIN Y C. Characterization and shaking table tests of multiple trench friction pendulum system with numerous intermediate sliding plates[J]. Structural Engineering and Mechanics, 2011, 40(2): 167-190.
- [5] SHANG J Y, TAN P, ZHANG Y F, et al. Experimental and analytical investigation of variable friction pendulum isolator[J]. Engineering Structures, 2021, 243: 112575.
- [6] 陈光. 新材料概论[M]. 北京: 国防工业出版社, 2013.
CHEN Guang. Introduction to new materials[M]. Beijing: National Defense Industry Press, 2013. (in Chinese)
- [7] 黄斌, 吕泓旺, 宋阳, 等. 基于改进的多段线性本构模型的超弹性 SMA 螺旋弹簧力-位移关系研究[J]. 地震工程与工程振动, 2019, 39(4): 8-21.
HUANG Bin, LV Hongwang, SONG Yang, et al. Study on force-displacement relationship of superelastic SMA helical springs based on modified multilinear constitutive model[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2019, 39(4): 8-21. (in Chinese)
- [8] DOLCE M, CARDONE D, PONZO F C, et al. Shaking table tests on reinforced concrete frames without and with passive control systems[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2005, 34(14): 1687-1717.
- [9] 任文杰, 李宏男, 宋钢兵, 等. 新型自复位 SMA 阻尼器对框架结构减震控制的研究[J]. 土木工程学报, 2013, 46(6): 14-20.
REN Wenjie, LI Hongnan, SONG Gangbing, et al. Study on seismic response control of frame structure using innovative re-centring SMA damper[J]. China Civil Engineering Journal, 2013, 46(6): 14-20. (in Chinese)
- [10] 陈鑫, 李爱群, 左晓宝, 等. 新型形状记忆合金隔震支座设计与分析[J]. 振动与冲击, 2011, 30(6): 256-260.
CHEN Xin, LI Aiqun, ZUO Xiaobao, et al. Design and study on novel shape memory alloy isotator[J]. Journal of Vibration and Shock, 2011, 30(6): 256-260. (in Chinese)
- [11] ZHENG W Z, WANG H, LI J, et al. Parametric study of SMA-based friction pendulum system for response control of bridges under near-fault ground motions[J]. Journal of Earthquake Engineering, 2021, 25(8): 1494-1512.
- [12] 王萌, 李承甜, 唐雨晴, 等. 近场脉冲地震下间隙式 SMA-NSD 摩擦支座简支桥梁隔震研究[J]. 地震工程与工程振动, 2023, 43(4): 37-44.
WANG Meng, LI Chengtian, TANG Yuqing, et al. Performance of gap SMA-NSD friction bearing in simply-supported bridge under near-field pulse ground motions[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2023, 43(4): 37-44. (in Chinese)
- [13] 李忠献, 陈海泉, 刘建涛. 应用 SMA 复合橡胶支座的桥梁隔震[J]. 地震工程与工程振动, 2002, 22(2): 143-148.
LI Zhongxian, CHEN Haiquan, LIU Jiantao. Bridge isolation with SMA-composite rubber bearing[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2002, 22(2): 143-148. (in Chinese)
- [14] DEZFULI F H, ALAM M S. Shape memory alloy wire-based smart natural rubber bearing[J]. Smart Materials and Structures, 2013, 22(4): 045013.
- [15] LEE W J, WEBER B, LEINENBACH C. Recovery stress formation in a restrained Fe-Mn-Si-based shape memory alloy used for prestressing or mechanical joining[J]. Construction and Building Materials, 2015, 95: 600-610.
- [16] SHANG J Y, TAN P, ZHANG Y F, et al. Seismic isolation design of structure using variable friction pendulum bearings[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2021, 148: 106855.
- [17] CALVI P M, RUGGIERO D M. Numerical modelling of variable friction sliding base isolators[J]. Bulletin of Earthquake Engineering, 2016, 14(2): 549-568.
- [18] GUAN P, ZHANG Y, CUI D. Tensile test of shape memory alloys and numerical simulation[J]. Advanced Materials Research, 2013, 710: 13-16.
- [19] GB 18306—2015 中国地震动参数区划图[S]. 北京: 中国标准出版社, 2016.
GB 18306—2015 Seismic ground motion parameters zonation map of China[S]. Beijing: Standards Press of China, 2016. (in Chinese)
- [20] 尚继英, 谭平, 张亚飞, 等. 模块化钢框架变摩擦摆隔震结构抗震性能研究[J]. 建筑结构学报, 2021, 42(11): 1-12.
SHANG Jiyong, TAN Ping, ZHANG Yafei, et al. Seismic performance of modular steel frame isolated structures with variable friction pendulum bearings[J]. Journal of Building Structures, 2021, 42(11): 1-12. (in Chinese)
- [21] ASGARIAN B, MORADI S. Seismic response of steel braced frames with shape memory alloy braces[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2011, 67(1): 65-74.
- [22] 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)