

高架桥动力模型设计及其振动台台阵试验研究*

陈彦江, 张宇博, 闫维明, 李 勇

(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 城市高架桥的主要型式是连续桥梁,多跨连续梁桥由于延伸长,跨数多,在研究其抗震性能时,需考虑地震动的空间效应。为了保证数据的可靠性,需要数值模拟与振动台试验相结合,而传统振动台由于数量和尺寸的因素无法进行此类桥梁的振动台试验。设计并制作 1:10 几何比例的连续梁桥缩尺模型,利用多子台振动台台阵系统对其进行了水平向振动台试验,识别其动力特性参数,得到了在不同地震波输入下模型加速度、位移和应变响应及其规律,并与数值模拟进行对比,实测数据与计算值吻合的较好。

关键词 动力模型; 振动台试验; 连续梁; 动力特性; 动力响应

中图分类号 U442.5+5

引 言

在进行结构动力实验时,作为研究性实验的结构可以作足尺模型进行实验分析,但对于多跨度连续梁桥足尺势必导致试验的规模很大,所需加载设备的容量及其相应场地等试验条件和费用会很高,试验可行性低,一般研究性试验均采用缩尺模型试验。既有研究^[1-10]通常以理论分析及数值模拟为主,文献[11]对液压振动台理论做了进一步研究,对于理论与振动台试验相结合的研究比较少,且一般以局部构件^[12]或采用小比例尺模型^[13]为研究对象。目前,国内外已经有一些学者将原型结构按照一定的相似比例关系缩尺得到模型结构,通过理论与振动台试验相结合进行了一定的研究。闫维明等^[14]对大跨度钢管混凝土拱桥按照 1:16 缩尺,采用振动台与数值模拟相结合研究结构地震反应分析。王立辉等^[15]对一座 3 跨刚构桥+1 跨简支梁桥按照 1:10 缩尺,设计并制作了以混凝土材料的模型桥,并对土-结构相互作用、多点效应、碰撞效应等方面的台阵试验研究。王蕾等^[16]对一座多跨曲线刚构桥按照 1:40 缩尺,设计并制作了以有机玻璃为材料的模型桥,进行了抗震性能、多点效应等方面的台阵试验研究,主要针对一座 4 m×40 m 直线连续梁桥进行几何缩尺比例为 1/10 的试验模型设计。

文献[17]对大跨度结构传感器优化布设提出研究。本试验通过传感器合理布设采集试验数据与有限元计算值进行比对,将缩尺模型反推原型结构,可以更好地了解原型结构在多维多点地震作用下的动力性能,通过试验数据和模拟数据的有效结合为研究的可靠性提供了保证。

1 模型设计

1.1 桥梁原型

某多跨连续梁桥跨径组合为 4 m×40 m。主梁为预应力混凝土箱梁,采用 C40 混凝土,其截面形式为单箱两室截面。盖梁长为 10.7 m,1#、5#桥墩盖梁截面为 2.6 m×2.9 m,2#、3#、4#桥墩盖梁纵向截面为 2.6 m×5.5 m。下部结构采用双柱式桥墩,1#、5#桥墩直径为 2 m,2#、3#、4#桥墩直径为 1.5 m,1#~5#桥墩高度分别为 16,19,24,19,16 m。在 3#桥墩中间布设横梁,其截面尺寸为 1 m×0.6 m。盖梁、桥墩、桥墩横梁均采用 C30 混凝土。1#和 5#桥墩主筋采用 24 根等级为 HRB335 的 d25 钢筋,箍筋采用等级为 R235 的 d10 螺旋箍,间距为 0.15 m。在 3#桥墩的盖梁上设置两个固定盆式橡胶支座,在其他桥墩的盖梁上分别设置两个单向滑动支座。

* 国家自然科学基金资助项目(50978009,51008102);北京市教育委员会科技计划重点资助项目(KZ200910005002)
收稿日期:2012-02-29;修回日期:2012-05-16

1.2 相似设计

根据试验场地及原型桥梁尺寸,取几何缩尺比1/10。基于模型试验相似理论的量纲分析方法^[18-20],各相似指标见表1。选取的模型材料与原桥材料相同,取 $S_E=1, S_\rho=1$ 。盖梁、桥墩、桥墩横向连接系均采用C30混凝土。根据量纲分析 $S_f=1/S_l$,即缩尺比例模型的自重(比重)应比原型自重(比重)按缩尺比例倒数的倍数增加,而现实模型材料的选取不能满足要求,导致结构振动频率以相同比例增加,因结构的振动频率与地震运动的最大频率相似比之比为1。故地震动输入的最大频率以相同的比例增加。由于试验设备的限制,地震动输入频率在0.1~50 Hz范围内,可以采用增加配重降低结构频率的办法,使输入地震波包括更多的桥梁模态频率,同时相应的增加了输入地震波的持时。根据台面的承重能力及其输出台面峰值的能力,本模型增加人工质量6.12 t。

表1 模型相似系数

Tab.1 Similarity coefficient

类型	物理量	量纲	相似系数
几何尺寸	线尺寸 l	[L]	$S_l=0.100$
	线位移 δ	[L]	$S_\delta=0.100$
	应力 σ_c	[FL ⁻²]	$S_{\sigma_c}=1.000$
材料特性	应变 ϵ_c		$S_{\epsilon_c}=1.000$
	弹性模量 E_s	[FL ⁻²]	$S_{E_s}=1.000$
	密度 ρ_c	[FL ⁻⁴ T ²]	$S_{\rho_c}=1.000$
	等效质量密度	[FL ⁻⁴ T ²]	$S_{\rho_e}=2.041$
荷载	集中荷载 P	[F]	$S_P=0.010$
	弯矩 M	[FL]	$S_M=0.001$
	时间 t	[T]	$S_T=0.143$
	自振频率 ω	[T ⁻¹]	$S_\omega=7.000$
	阻尼比 ξ		$S_\xi=1.000$
	动力特性	加速度谱值 a	[LT ⁻²]
	加速度频率 ν	[T ⁻¹]	$S_\nu=7.000$
	刚度 k	[FL ⁻¹]	$S_k=0.100$
	自重 m	[FL ⁻¹ T ²]	$S_m=0.002$

1.3 模型设计

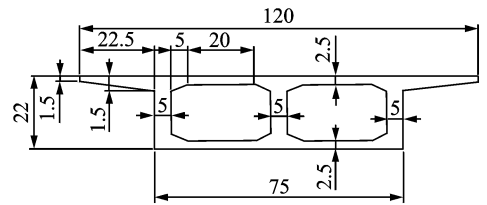
上部结构:原桥的混凝土主梁结构由于在构造上设置了大量且布置错综复杂的预应力筋和普通钢筋,这在模型制作中很难实现,所以根据抗压和抗弯刚度进行近似等效原则,用钢材代替了混凝土,等效替换前后的截面对比见图1。

由表2可得: $E_c I_c \approx E_s I_s, E_c A_c \approx E_s A_s$ 。

材料替换后,结构的总重量降低,上部结构箱梁由混凝土替换为钢材需附加质量1.44 t,与之前人

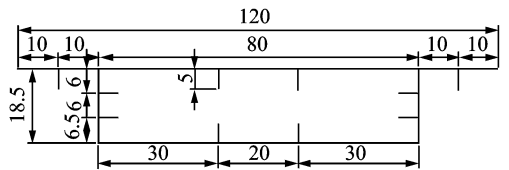
工质量之和共需附加质量为7.33 t。

下部结构:桥墩均采用双柱墩,上设盖梁,下设承台。均按照1/10的缩尺比例进行缩尺。桥墩墩柱的净高度分别为1.6,1.9和2.4 m,桥墩直径分别为20,15和15 cm。桥墩底部为承台结构,承台的底部与一块厚度为2.5 cm的钢板固结在一起,然后将连接钢板锚固在振动台上。2#,3#,4#桥墩主筋采用8根等级HRB335 d10钢筋布设于圆柱桥墩内,1#,5#桥墩主筋采用12根等级HRB335 d10钢筋布设于圆柱桥墩内,箍筋均采用等级为R235 d6钢筋每隔0.15 m布设(满足最小配筋率和配箍率要求)。



(a) 模型混凝土主梁横截面图

(a) Cross-section of concrete girder



(b) 模型钢板主梁横截面图

(b) Cross-section of plate girder

图1 替换截面对比(单位:cm)

Fig.1 Replace section(unit:cm)

表2 主梁材料替换参数对比

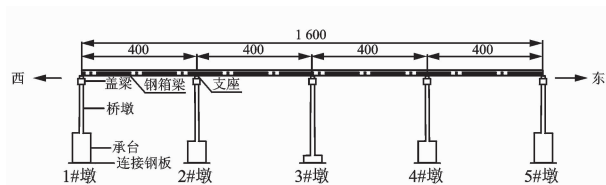
Tab.2 Girder parameter comparison

材料	$E/(\text{kN} \cdot \text{m}^{-2})$	I/m^4	A/m^2	EI	EA
混凝土	3.25×10^7	5.45	8.05×10^{-2}	1.77×10^8	2.62×10^6
钢材	2.06×10^8	0.86	1.29×10^{-2}	1.77×10^8	2.66×10^6

支承体系:分别为3#桥墩盖梁上设置2个固定支座,其他桥墩的盖梁上共布置8个单向滑动支座。

连接钢板:为了使结构与振动台能固结在一起,需要在承台底部设计连接钢板,连接钢板的尺寸为99 cm×91 cm×2.5 cm,在板的沿横桥向两侧分别布设5个螺栓锚固孔。对于M24型高强螺栓单个的抗剪容许承载力为46 kN,则10个螺栓的总抗剪

力为 463 kN。根据有限元模型可得, 缩尺后模型在震动加速度峰值为 2.0 g 时桥墩出现塑性铰而破坏, 此时承台底部最大剪力为 $F=83$ kN, 远远小于连接板的抗剪承载能力。缩尺模型见图 2。



(a) 缩尺模型整体布置(单位:cm)

(a) Layout of the continuous girder bridge model (unit:cm)



(b) 缩尺模型实物

(b) The scale continuous girder bridge

图 2 缩尺模型

Fig.2 The irregular continuous beam bridge model

1.4 测点布置方案

本试验共布置加速度测点 5 个, 位移测点 9 个, 应变测点 10 个, 具体测点布置见图 3。

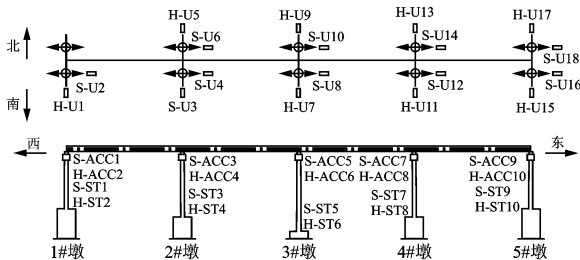


图 3 传感器测点布置图

Fig.3 Layout of sensors

2 有限元模型建立

有限元模型的材料特性的模拟与试验模型一致, 对于单元类型的选取, 主梁、盖梁、桥墩、横向连接系以及承台均采用 beam44 单元进行模拟, 对于附加质量, 选择 mass21 单元将荷载转化为节点质量附加于主梁节点。对于模型的边界条件以及支座单元, 5 个承台底部 6 个自由度完全约束, 3 号桥墩

支座由于为固定支座采用 cp 命令分别在 ux, uy, uz 三个方向进行约束来模拟, 其他墩顶支座均为顺向桥的滑动支座, 模型单元选择为 combin39, 采用理想双线性滞回曲线进行模拟。支座初始刚度的计算方式如下

$$K = \mu N / d \quad (1)$$

其中: μ 为摩擦因数, 根据实测取为 0.15; N 为上部结构在支座处的反力; d 为屈服位移, 取为 0.002 m。

根据计算可得, 1 号和 5 号支座的纵向摩擦刚度为 300 kN/m, 2 号和 4 号支座的纵向摩擦刚度为 997.5 kN/m。有限元模型见图 4。

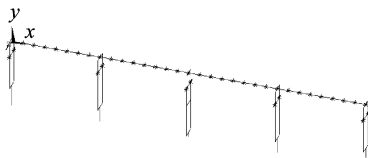


图 4 模型桥的有限元模型

Fig.4 FE model of the bridge model

3 模型桥动力特性分析

模型桥的动力特性主要包括测定缩尺模型结构的自振频率及振型等。动力特性分析原理是通过输入一组白噪声波或者采用人工激励形式, 利用加速度传感器采集得到的数据进行分析处理得到模型桥自振频率及振型。

3.1 动力特性参数识别

由随机振动理论, 振动分量可通过测点间的传递函数得到。将参考测点假定为输入, 响应测点假定为输出, 传递函数可表示为

$$H(\omega) = \frac{S_{12}(\omega)}{S_{11}(\omega)} \quad (2)$$

其中: $S_{11}(\omega)$ 和 $S_{12}(\omega)$ 分别为响应信号的自谱和互谱函数。

传递函数可用复数形式表达为

$$H(\omega) = |H(\omega)| e^{-j\varphi(\omega)} \quad (3)$$

其中: $H(\omega)$ 为幅频特性函数; $\varphi(\omega)$ 为相频特性函数。

幅频特性函数图幅值处的横坐标表示结构的固有频率, 纵坐标表示测点与参考点振型分量的绝对值之比。测点振型分量的符号由相频特性函数在固有频率处的取值决定, 当取值为 0 时, 表示测点与参考点振型分量的符号相同; 当取值为 $\pm\pi$ 时, 表示测点与参考点振型分量的符号相反。

3.2 动力特性计算与实测对比

对于动力特性的测试,采用沿顺桥向、横桥向人工激励,分别沿纵向和横向推动3#和4#桥墩盖梁,通过1#~5#墩顶的加速度传感器测试加速度曲线,进一步求得桥梁的振动频率和振型,并与计算结果进行对比。值得注意的是,通过模型计算结构动力特性时,由于人推激励很小,支座的横桥向刚度

基本为摩擦刚度,即与纵向摩擦刚度一致,而1#和2#墩的支座一端间隙很小,侧滑动不锈钢板与侧四氟乙烯板已经紧密接触上,所以1#和2#桥墩滑动支座的横向刚度较大,取为1000 kN/m;4#和5#桥墩滑动支座的横向刚度为997.5 kN/m和300 kN/m。实测结构频谱分析见图5,实测与数值模拟的模态对比见图6,7。

表3给出了模型桥频率计算与实测的对比。

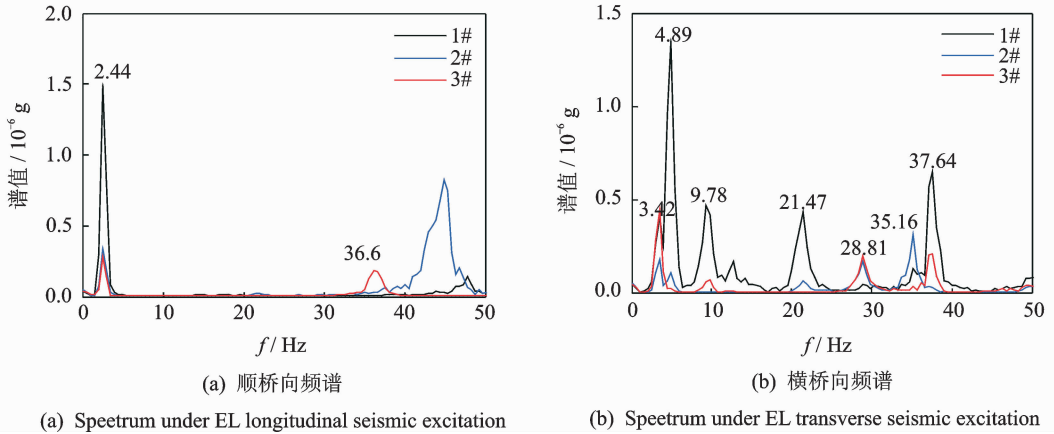


图5 1#~3#墩墩顶加速度频谱分析

Fig. 5 Acceleration spectrum analysis of on the top of 1#~3# pier

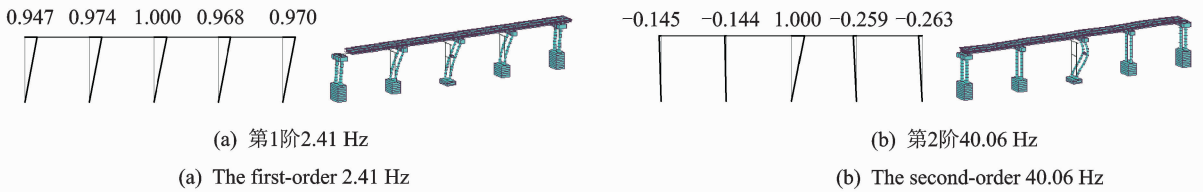


图6 顺桥向结构模态测试

Fig. 6 Modal testing in axial direction

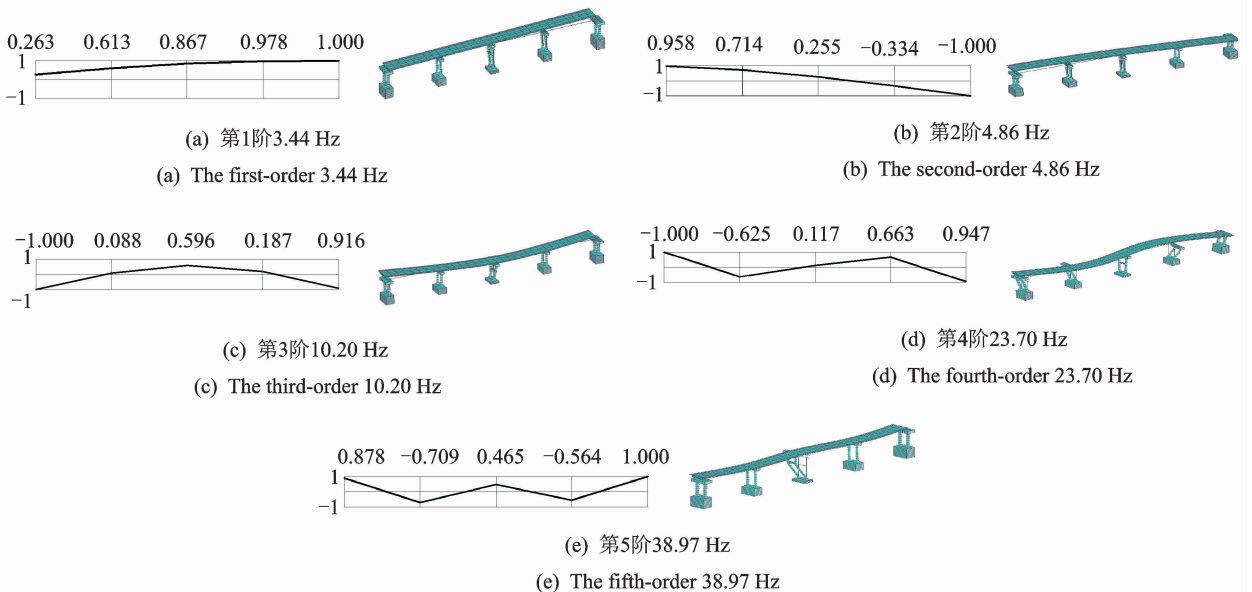


图7 横桥向结构模态测试

Fig. 7 Modal testing in transversal direction

表 3 模型桥频率计算和实测对比

Tab. 3 Dynamic characteristics comparison between FE model and test

频率阶数	顺桥向频率		横桥向频率				
	1 阶	2 阶	1 阶	2 阶	3 阶	4 阶	5 阶
模拟桥频率计算值/Hz	2.41	40.06	3.44	4.86	10.21	23.70	38.97
实验频率计算值/Hz	2.44	36.60	3.42	4.89	9.78	21.47	37.64
误差/%	-1.23	8.64	0.29	-0.62	4.21	9.41	3.41

试验的目的就是为了验证理论计算的精确性,在结果对比上,视试验值为真实值,通过相对误差可以反映计算模型的精确性。由表 3 可以看出,实测频率与计算频率的相对误差较小,其中只有 2 阶、4 阶相对误差较大,但仍未超过 10%。由于高阶频率对于本模型桥的动力响应影响较小,所以可以认为数值模拟与实际模型实测值符合的较好。

4 模型桥动力响应分析

首先选取三条地震波,分别进行地震波激励下的数值模拟以及振动台试验,将得到的 5 个台面加速度时程结果进行对比分析。图 8 给出了 EL-centro 地震波输入下的每个台面实测加速度对比曲线。根据台面实测加速度时程曲线图,由图 8(b)可

以看出各振动台台面的加速度波形一致性较好。

选取两条记录波和一条人工波分别沿顺桥向和横桥向进行输入,每个台面实测加速度峰值见表 4。

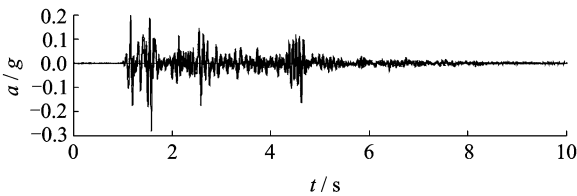
4.1 基底绝对位移法

对于集中质量系统,根据上部结构未知节点位移 U_i 和基底节点处的绝对位移 U_l 建立结构的动力平衡方程如下

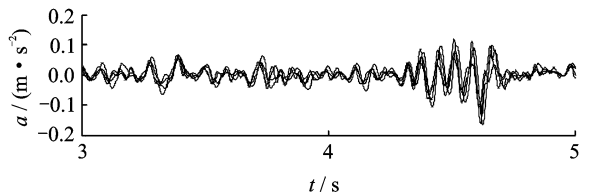
$$\begin{bmatrix} \mathbf{M}_u & 0 \\ 0 & \mathbf{M}_l \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{\mathbf{u}}_i \\ \ddot{\mathbf{u}}_l \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C}_u & \mathbf{C}_l \\ \mathbf{C}_l & \mathbf{C}_l \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\mathbf{u}}_i \\ \dot{\mathbf{u}}_l \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_u & \mathbf{K}_l \\ \mathbf{K}_l & \mathbf{K}_l \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{u}_i \\ \mathbf{u}_l \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ \mathbf{F}_l \end{bmatrix} \quad (4)$$

根据推导变换可得

$$\mathbf{M}_{pp} \ddot{\mathbf{u}}_r + \mathbf{C}_{pp} \dot{\mathbf{u}}_r + \mathbf{K}_{pp} \mathbf{u}_r = -\mathbf{M}_{pp} \mathbf{I}_{xyz} \ddot{\mathbf{u}}_b = -\mathbf{M}_{pp} \mathbf{I}_x \ddot{\mathbf{u}}_x(t) - \mathbf{M}_{pp} \mathbf{I}_y \ddot{\mathbf{u}}_y(t) - \mathbf{M}_{pp} \mathbf{I}_z \ddot{\mathbf{u}}_z(t) \quad (5)$$



(a) 实测加速度时程曲线图
(a) The acceleration time history



(b) 实测加速度时程放大曲线图
(b) Enlarged graph of the acceleration time history

图 8 EL-centro 地震波输入下的台面实测加速度曲线

Fig. 8 Acceleration time history under EL-centro input

表 4 台面地震波峰值

Tab. 4 Peak values of excitations tested on the shaking tables

加速度峰值/g	顺桥向					横桥向				
	1 #	2 #	3 #	4 #	5 #	1 #	2 #	3 #	4 #	5 #
EL-centro	0.134	0.162	0.126	0.162	0.280	0.198	0.195	0.274	0.298	0.211
Chichi	0.208	0.240	0.160	0.240	0.302	0.289	0.305	0.325	0.395	0.365
人工波	0.162	0.180	0.150	0.180	0.212	0.217	0.261	0.344	0.302	0.273
位移峰值/mm	顺桥向					横桥向				
	1 #	2 #	3 #	4 #	5 #	1 #	2 #	3 #	4 #	5 #
EL-centro	3.710	2.901	3.642	3.219	4.977	4.847	3.927	4.230	4.558	4.481
Chichi	4.845	3.629	4.678	4.126	5.978	5.597	5.042	4.991	5.787	5.800
人工波	8.021	6.632	8.151	7.346	9.893	5.102	8.767	8.226	9.286	8.898

其中： u, \dot{u}, \ddot{u}_r 为上部结构相对位移、相对速度、相对加速度； $u_x, u_y, u_z, \dot{u}_x, \dot{u}_y, \dot{u}_z, \ddot{u}_x, \ddot{u}_y, \ddot{u}_z$ 分为为基底绝对三个方向的位移、速度、加速度； I_x, I_y, I_z 分别为 x, y, z 方向的位移值有关的单位向量。

数值模拟时按照基底绝对位移方法输入 5 个台面的实测位移波。

4.2 墩顶加速度响应

图 9 和图 10 分别给出了 EL-centro 地震波沿顺

桥向和横桥向输入下的墩顶加速度响应曲线对比。

图 9、图 10 可以得到实测与数值模拟的 1#~3#墩顶的加速度时程曲线符合的较好。表 5 给出了 EL-centro, Chichi、人工波分别沿顺桥向和横桥向输入下数值模拟的以及实测的桥墩墩顶加速度响应峰值对比。

由表 5 可以得到，墩顶加速度响应数值模拟结果与实测结果相对误差较小，说明数值模拟与实测结果较一致，但数值模拟模型中支座刚度大小对数

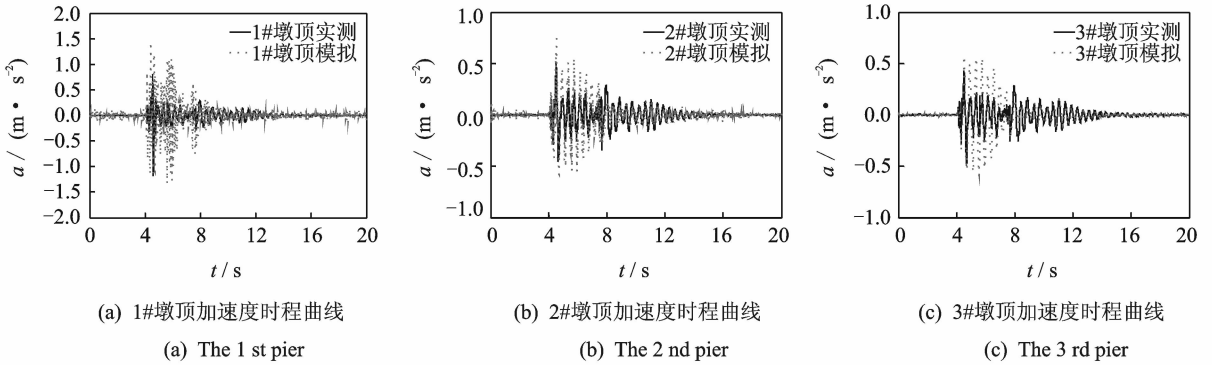


图 9 顺桥向 EL-centro 下实测与数值模拟墩顶加速度时程曲线对比

Fig. 9 Acceleration comparison between FE model and test under EL-centro longitudinal seismic excitation

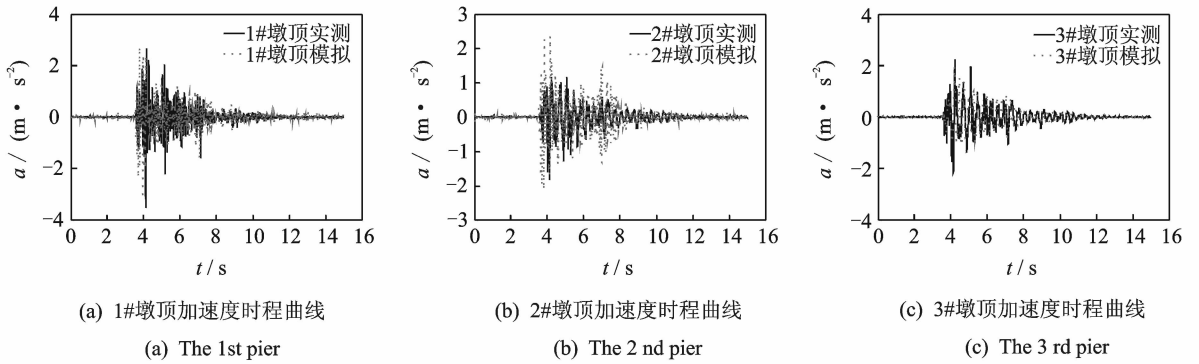


图 10 横桥向 EL-centro 下实测与数值模拟墩顶加速度时程曲线对比

Fig. 10 Acceleration comparison between FE model and test under EL-centro transverse seismic excitation

表 5 墩顶加速度峰值对比

Tab. 5 Acceleration-peak values comparison on the top of piers

地震波	桥墩编号	顺桥向			横桥向		
		数值模拟/mm	实测/mm	误差/%	数值模拟/mm	实测/mm	误差/%
EL-centro	1#	0.710	0.662	7.251	2.94	3.337	-11.807
	2#	0.461	0.572	-19.406	1.827	1.803	1.331
	3#	0.593	0.535	10.841	2.359	2.499	-5.602
Chichi	1#	2.003	2.050	-2.293	3.255	3.481	-6.492
	2#	1.097	1.260	-13.006	1.878	1.524	18.850
	3#	0.720	0.760	-5.265	1.990	1.761	13.004
人工波	1#	2.098	1.841	13.96	3.307	3.074	7.580
	2#	1.140	1.283	-11.146	2.227	2.218	0.406
	3#	0.571	0.500	14.2	1.843	2.046	-9.922

值模拟的影响较大,需根据实际支座的运动情况选择合适的支座刚度。

4.3 墩顶绝对位移响应

图 11 和图 12 分别给出了 EL-centro 地震波沿顺桥向和横桥向输入下模拟数据与振动台传感器所采集的试验数据的墩顶绝对位移响应曲线对比。

由图 11、图 12 可见,EL-centro 地震波下数值模拟与实测的 1#~3# 墩顶的绝对位移时程曲线符合的较好,现将 EL-centro,Chichi、人工波分别沿顺桥向和横桥向输入下数值模拟的以及实测的桥墩墩顶绝对位移响应峰值对比,其结果见表 6。

由表 6 可以看出,墩顶绝对位移的数值模拟与实测的数据符合较好,且实测的数据均大于数值模拟的数据。

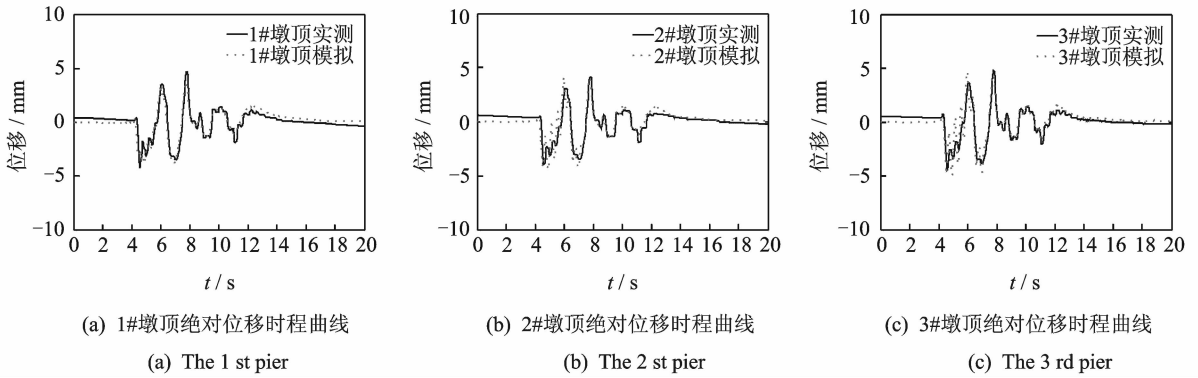


图 11 顺桥向 EL-centro 下实测与数值模拟墩顶绝对位移时程曲线对比

Fig. 11 Displacement comparison between FE model and test under EL-centro longitudinal seismic excitation

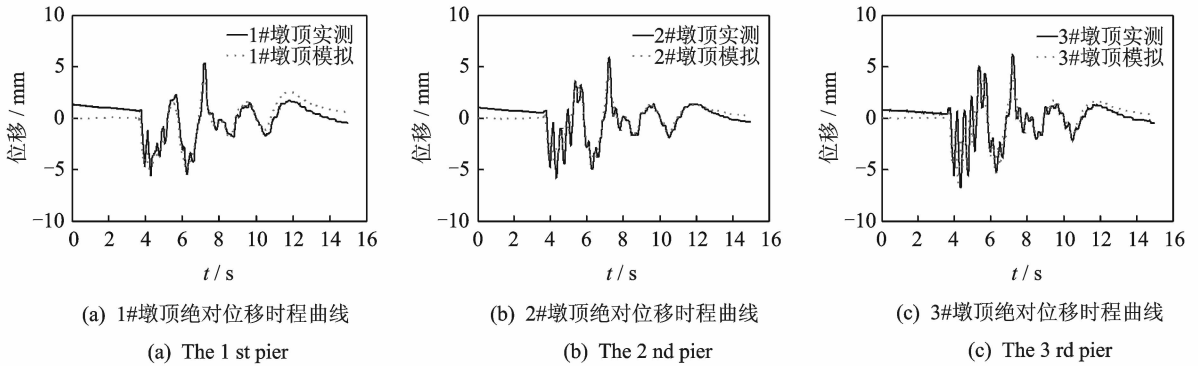


图 12 横桥向 EL-centro 下实测与数值模拟墩顶绝对位移时程曲线对比

Fig. 12 Displacement comparison between FE model and test under EL-centro traverse seismic excitation

表 6 墩顶绝对位移峰值对比

Tab. 6 Displacement-peak values comparison on the top of piers

地震波	桥墩编号	顺桥向			横桥向		
		数值模拟/mm	实测/mm	误差/%	数值模拟/mm	实测/mm	误差/%
EL-centro	1#	3.784	4.747	-20.287	4.990	6.147	-18.822
	2#	4.357	4.307	-1.161	4.563	6.108	-25.295
	3#	5.043	4.766	5.812	6.371	7.085	-10.078
Chichi	1#	5.382	6.898	-21.977	5.566	5.959	-6.595
	2#	7.698	8.470	-9.115	5.444	6.449	-15.584
	3#	8.675	9.019	-3.814	6.249	7.572	-17.472
人工波	1#	8.251	9.083	-9.160	8.196	9.469	-13.444
	2#	8.793	10.288	-14.532	8.925	10.006	-10.804
	3#	9.576	12.166	-21.289	9.438	10.582	-10.811

4.4 墩底应变响应

表7给出了EL-centro地震波沿顺桥向和横桥向输入下的墩底应变响应峰值对比。当结构只研究小震作用下的地震反应时,结构地震反应处于弹性

阶段,故钢筋对于结构的影响可以忽略,在有限元模型中省略钢筋的布置,可以直接通过墩底的混凝土应变表示。由表7可以得出,墩底应变数值模拟结果与实测数据符合较好,误差在20%范围内。

表7 墩底应变峰值对比表

Tab.7 Strain-peak values comparison on the bottom of piers

地震波	桥墩编号	顺桥向			横桥向		
		数值模拟/ mm	实测/mm	误差/%	数值模拟/ mm	实测/mm	误差/%
EL-centro	1#	65	79	-17.722	60	79	-24.051
	2#	110	92	19.565	140	127	10.236
	3#	100	90	11.111	150	166	-9.639
Chichi	1#	95	115	-17.391	50	66	-24.242
	2#	190	217	-12.442	110	114	-3.509
	3#	170	205	-17.073	220	203	8.374
人工波	1#	70	82	-14.634	70	70	0
	2#	170	212	-19.811	180	168	7.143
	3#	140	168	-16.667	260	238	9.244

5 结论

1) 根据刚度等效将主梁材料由混凝土替换为钢材,既可以满足主梁在地震下不发生材料非线性破坏,又可以承受较大的人工质量配重;

2) 通过人工质量配重可以有效地降低结构频率,使得振动台试验输入的地震波持时增大,且可以试验包含更多阶的模式;

3) 通过实测共识别模型桥顺桥向两阶振型和横桥向5阶振型,与数值模拟所得到的振型、频率误差较小,支座的模拟对计算频率影响较大;

4) 通过模型桥的振动台试验可得墩顶加速度、位移响应与墩底应变响应实测值,这与数值模拟得到的结果符合的较好,实测墩顶位移响应均大于计算值。

参 考 文 献

- [1] 邱法维, 钱稼茹. 结构在多维多点地震输入下的拟动力实验方法[J]. 土木工程学报, 1999, 32(5): 28-34.
Qiu Fawei, Qian Jiaru. A pseudo dynamic test method for multidimensional and multiple excitation[J]. China Civil Engineering Journal, 1999, 32(5): 28-34. (in Chinese)
- [2] 屈铁军, 王前信. 多点输入地震反应分析研究的进展[J]. 世界地震工程, 1993, 9(1): 30-36.

- Qu Tiejun, Wang Qianxin. The study progress of multi-earthquake[J]. World Earthquake Engineering, 1993, 9(1): 30-36. (in Chinese)
- [3] 苗家武, 胡世德, 范立础. 大型桥梁多点激励效应的研究现状与发展[J]. 同济大学学报, 1999, 27(2): 189-193.
Miao Jiawu, Hu Shide. Fan Lichu. Research progress made on the multi-point excitation for large bridges [J]. Journal of Tongji University, 1999, 27(2): 189-193. (in Chinese)
- [4] 李正农, 楼梦麟. 大跨度桥梁结构地震动输入问题的研究现状[J]. 同济大学学报, 1999, 27(1): 592-596.
Li Zhengnong, Lou Menglin. Research status in earthquake input of long-span bridges[J]. Journal of Tongji University, 1999, 27(1): 592-596. (in Chinese)
- [5] 孙建梅. 多点输入下大跨空间结构抗震性能和分析方法的研究[D]. 南京: 东南大学, 2005.
- [6] 袁万城. 大跨桥梁空间非线性地震反应分析[D]. 上海: 同济大学, 1990.
- [7] 林家浩, 李建俊, 张文首. 结构受多点非平稳随机地震激励的响应[J]. 力学学报, 1995, 27(5): 567-576.
Lin Jiahao, Li Jianjun, Zhang Wenshou. Structural responses to nonstationary multi-point random seismic excitations [J]. Chinese Journal of Theoretical and Applied Mechanics, 1995, 27(5): 567-576. (in Chinese)
- [8] 史志利. 大跨度桥梁结构有限元抗震分析的多点输入法[J]. 城市道桥与防洪, 2002(1): 35-39.
Shi Zhili. Multi-point input method of finite element

- earthquake-proof analysis for long-span bridge structure[J]. Urban Roads Bridges & Flood Control, 2002 (1): 35-39. (in Chinese)
- [9] 刘延芳, 叶爱军, 王斌斌. 现行桥梁抗震设计规范对超长多跨连续梁桥的适用性分析[J]. 工程抗震与加固改造, 2006, 29(3): 104-108.
Liu Yanfang, Ye Aijun, Wang Bingbing. Applicability of the existing seismic design code for the ultra long multispan continuous bridges[J]. Earthquake Resistant Engineering and Retrofitting, 2006, 29(3): 104-108. (in Chinese)
- [10] 李勇. 钢管混凝土拱桥抗震性能研究[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2008.
- [11] 张兵, 郑文涛, 丛大成. 振动台功率谱复现算法[J]. 振动、测试与诊断, 2011, 31(4): 468-473.
Zhang Bing, Zheng Wentao, Cong Dacheng. Replicate algorithm for power spectral density of vibration table [J]. Journal of Vibration, Measurement & Diagnosis, 2011, 31(4): 468-473. (in Chinese)
- [12] 叶爱君, 袁万城, 胡世德. 高墩振动台试验研究[J]. 同济大学学报, 1996, 24(6): 606-612.
Ye Aijun, Yuan Wancheng, Hu Shide. Shaking table test of a tall pier model[J]. Journal of Tongji University, 1996, 24(6): 606-612. (in Chinese)
- [13] 闫维明, 许广, 任晓强, 等. 多点激励下拱桥模型振动台试验及数值模拟研究[J]. 震灾防御技术, 2009, 4(2): 150-156.
Yan Weiming, Xu Gang, Ren Xiaoqiang, et al. An arch bridge model under multi-support excitations from shaking table test and numerical simulations[J]. Technology for Earthquake Disaster Prevention, 2009, 4(2): 150-156. (in Chinese)
- [14] Yan Weiming, Li Yong, Chen Yanjiang. Seismic testing of a long - span concrete filled steel tubular arch bridge[J]. Key Engineering Material, 2011, 456: 89-102.
- [15] 王立辉. 连续刚构桥振动台台阵试验研究[D]. 北京: 北京工业大学, 2011.
- [16] 王蕾. 大跨度刚构桥地震响应分析及振动台试验研究[D]. 北京: 北京交通大学, 2010.
- [17] 陈星烨, 马晓燕, 宋建中. 大型结构试验模型相似理论分析与推导[J]. 长沙交通学院学报, 2004, 20(1): 11-14.
Chen Xingye, Ma Xiaoyan, Song Jianzhong. The comparability analysis and deduction of a large structure test model[J]. Journal of Changsha Communications University, 2004, 20(1): 11-14. (in Chinese)
- [18] 马乾英, 王社良, 朱军强. 大跨度空间结构智能监测优化设计及信号处理[J]. 振动、测试与诊断, 2011, 31(3): 270-285.
Ma Qianying, Wang Sheliang, Zhu Junqiang. Optimum design of long-span structure sensor arrangement and signal processing[J]. Journal of Vibration, Measurement & Diagnosis, 2011, 31(3): 270-285. (in Chinese)
- [19] 王天稳. 土木工程结构试验[M]. 武汉: 武汉理工大学出版社, 2006: 25-35.
- [20] 马永欣, 郑山锁. 结构试验[M]. 北京: 科学出版社, 2005: 43-50.



第一作者简介:陈彦江,男,1963年9月生,博士、教授、博士生导师。主要研究方向为桥梁抗震减震及健康监测。曾发表《基于参数灵敏度分析的吊杆索力识别》(《振动与冲击》2011年第7期)等论文。

E-mails:cyjrlx@sina.com

