

魏俊杰, 邬晓光. 结构参数对高低墩刚构连续梁桥体系地震响应的影响[J]. 地震工程学报, 2023, 45(6): 1333-1342. DOI: 10.20000/j.1000-0844.20210916003

WEI Junjie, WU Xiaoguang. Influence of structural parameters on the seismic response of rigid-frame continuous girder bridges with high and low piers [J]. China Earthquake Engineering Journal, 2023, 45(6): 1333-1342. DOI: 10.20000/j.1000-0844.20210916003

## 结构参数对高低墩刚构连续梁桥体系 地震响应的影响

魏俊杰<sup>1,2</sup>, 邬晓光<sup>2</sup>

(1. 武汉大学土木建筑工程学院, 湖北 武汉 430072; 2. 长安大学公路学院, 陕西 西安 710054)

**摘要:** 地震作用下, 相邻主梁间的碰撞会改变桥台-引桥-刚构连续梁桥结构体系的动力响应。为了探究主桥结构形式、墩高、引桥跨数和伸缩缝间距等结构参数对伸缩缝处碰撞效应和桥梁结构地震响应的影响, 以某实际桥梁为背景, 考虑碰撞能量耗散、桩土相互作用、桥台与台后填土相互作用以及支座和桥墩的非线性行为, 采用 CSIBridge 建立桥台-引桥-刚构连续梁桥结构体系的有限元模型进行碰撞弹塑性动力分析。研究表明: 不同主桥结构形式的主桥墩受力区别较大, 相邻主桥墩高差较大时, 选择连续梁桥结构体系更加合理。墩高增加使主引桥间动力差异增大, 碰撞效应更加显著, 仅对刚构墩受力影响较大。引桥跨数增多和伸缩缝间距增大分别使伸缩缝处碰撞效应增大和减小, 碰撞抑制作用的增强和减弱也使得刚构墩内力和变形分别减小和增大, 但对于其他桥墩基本无影响。

**关键词:** 碰撞; 地震响应; 刚构连续梁桥; 结构参数

**中图分类号:** U448.215; U442.55

**文献标志码:** A

**文章编号:** 1000-0844(2023)06-1333-10

**DOI:** 10.20000/j.1000-0844.20210916003

## Influence of structural parameters on the seismic response of rigid-frame continuous girder bridges with high and low piers

WEI Junjie<sup>1,2</sup>, WU Xiaoguang<sup>2</sup>

(1. School of Civil Engineering, Wuhan University, Wuhan 430072, Hubei, China;

2. School of Highway, Chang'an University, Xi'an 710054, Shaanxi, China)

**Abstract:** Under earthquake action, the pounding between adjacent main beams can change the dynamic response of an abutment-approach bridge-rigid frame continuous girder bridge system. To explore the influence of structural parameters (structural form of main bridge, pier height, span number of approach bridge, expansion joint spacing, etc.) on the pounding effect at expansion joints and seismic response of bridge structure, we considered an actual prototype bridge as a research object. We considered the dissipation of pounding energy, the interaction between pile

**收稿日期:** 2021-09-16

**基金项目:** 山西省交通运输厅计划科技项目(2021-3-1)

**第一作者简介:** 魏俊杰(1995-), 男, 博士研究生, 主要从事结构理论分析与抗震研究。E-mail: wjjwhu@126.com。

**通信作者:** 邬晓光(1961-), 男, 博士, 教授, 主要从事桥梁结构理论分析。E-mail: wugwst.cn@126.com。

and soil, and the interaction between abutment and backfill behind abutment and established the nonlinear behavior of bearing and pier, a finite-element model of the abutment-approach bridge-rigid frame continuous girder bridge structure system was established using CSiBridge, and elastic-plastic dynamic analysis was carried out. The analysis results reveal that the stress of the main pier varies with the different structural forms of the main bridge, and the stress of the continuous girder bridge becomes more reasonable when the height difference between adjacent main piers increases. With the increase in pier height, the dynamic difference between the main approach bridges increases, and the pounding effect becomes more significant. The increased number of spans of the approach bridge and the increase in the spacing between expansion joints cause the pounding effect at the expansion joints to increase and decrease, respectively. The enhancement and weakening of the pounding suppression effect also cause the decrease and increase in the internal force and deformation of rigid frame piers, respectively, but have a negligible effect on other piers.

**Keywords:** pounding; seismic response; rigid frame continuous girder bridge; structural parameters

## 0 引言

实际工程在跨越河流和峡谷时采用的结构形式一般为桥台-引桥-主桥结构体系,地震时相邻结构在伸缩缝处的碰撞会对结构体系中各部分结构的动力响应均造成较大影响<sup>[1]</sup>。伸缩缝处碰撞导致桥梁结构发生破坏和损伤的现象在历次地震中均有发生,1973年圣费尔南多地震发生后,各国学者针对碰撞机理和碰撞对桥梁结构的影响开展了大量研究,但研究对象主要为规则的简支梁、连续梁和连续刚构桥,且没有考虑桥台、引桥和主桥因碰撞接触而产生的相互约束影响以及桩土、台土相互作用关系<sup>[2-8]</sup>。

三跨高低墩刚构-连续组合梁桥利用其刚构墩的高墩柔性能较好适应温度变化和混凝土收缩徐变的影响,同时避免了矮墩因线刚度过大而受力不利<sup>[9]</sup>。但是,矮墩处盆式橡胶支座屈服后刚度几乎为零将会使主梁在地震时所产生的巨大水平惯性力由柔性刚构墩承担,这不仅造成柔性制墩抗震问题突出,而且较大的主梁水平位移使得伸缩缝处碰撞效应更加显著,从而影响和改变桥台-引桥-主桥结构体系中各部分的动力响应<sup>[10]</sup>。然而桥梁结构体系在不同桥址处会有不同的结构参数,研究复杂桥址处合理结构形式、墩高和主引桥跨布置形式的选择对实际工程设计具有重要指导意义。针对这一研究现状,本文以西宝高速改扩建工程中某实际桥梁为背景,考虑桩土作用、桥台与台后填土相互作用以及支座和桥墩的非线性行为,基于CSiBridge建立桥台-引桥-刚构连续桥结构体系的弹塑性动力分析模型进行有限元分析。同时以实际工程为研究背景,选取主桥结构形式、墩高、引桥跨数和伸缩缝间

距等参数进行研究,探讨这些参数变化时桥梁结构体系在地震动作用下的动力响应和伸缩缝处碰撞效应的区别。

## 1 工程概况

桥梁跨径布置为 $20\text{ m}\times 3+65\text{ m}+120\text{ m}+65\text{ m}+20\text{ m}\times 3$ ,桥梁全长 $370.5\text{ m}$ ,主桥最大墩高 $54.95\text{ m}$ 。主桥为预应力混凝土刚构-连续组合体系,由单箱单室箱形断面组成;下部主墩为单薄壁空心墩,桩基础;分割墩为双柱式墩,桩基础;引桥上部结构为 $3\times 20\text{ m}$ 预应力混凝土先简支后连续小箱梁,由5片预制小箱梁通过横向联系拼接而成,下部为柱式墩、桩基础;两侧桥台均为肋板式桥台,桩基础。全桥跨径布置立面如图1所示,从左往右的墩台编号依次为0号台、1号、2号、3号、4号、5号、6号、7号、8号墩和9号台,墩高依次为 $5.5\text{ m}$ 、 $6.0\text{ m}$ 、 $10.5\text{ m}$ 、 $54.95\text{ m}$ 、 $10.05\text{ m}$ 、 $6.0\text{ m}$ 、 $6.0\text{ m}$ 和 $5.5\text{ m}$ 。其中3号和6号过渡墩处设置240型伸缩装置,0号和9号桥台处设置80型伸缩装置。引桥在桥台、过渡墩处共设置10个滑板式橡胶支座,型号GY-ZF4 d425 $\times$ 65;引桥中间墩各设置10个板式橡胶支座,型号为GYZ d570 $\times$ 71;主桥在过渡墩处各设置2个单向活动盆式支座,型号JPZ(KZ)7DX;3号活动墩采用3个单向活动盆式支座,型号为JPZ(KZ)30DX。墩台桩基均采用摩擦桩,桥台持力层为老黄土,其余桩基持力层为老黄土、粉质黏土、圆砾、细沙和卵石。车辆荷载等级按公路I级进行设计,设计时速 $80\text{ km/h}$ 。主桥跨越冲沟,沟底较窄且无常水流,沟底表层土为新黄土,现已被建筑垃圾填埋 $35\text{ m}$ 。

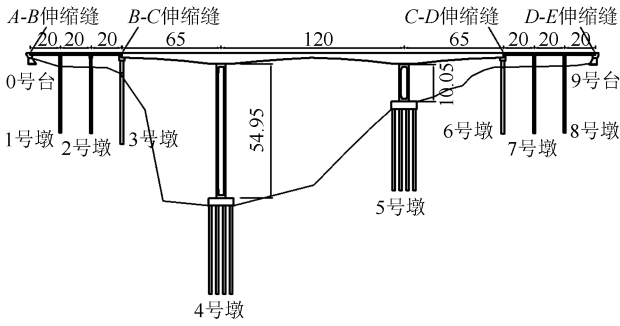


图 1 桥梁总体布置图(单位:m)

Fig.1 General layout of bridge (Unit:m)

## 2 有限元建模和边界条件模拟

采用有限元软件 CSIBridge 建立主桥结构与引桥碰撞的弹塑性动力分析计算模型,主梁和桥墩采用梁单元,梁和墩柱的单元划分能够反映结构实际动力特性。承台和两侧桥台采用厚壳单元进行建模,分别采用纤维铰和 P-M2-M3 铰模拟引桥桥墩和主桥桥墩可能出现的非线性行为,无约束混凝土和约束混凝土的材料特性基于 Mander 模型<sup>[11]</sup>,二期铺装采用线荷载和面荷载。采用分层土弹簧模型对主引桥桩基的桩土相互作用进行模拟,土层  $m$  值按照规范<sup>[12]</sup> 建议值取值,有限元模型见图 2。板式

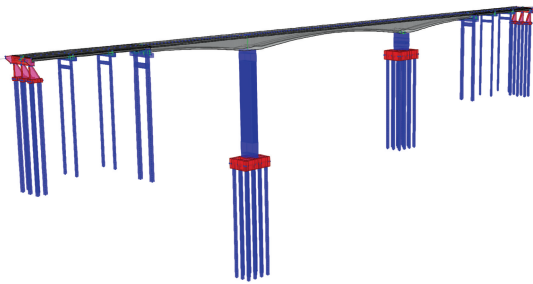


图 2 连续梁桥结构体系弹塑性动力分析模型

Fig.2 Elastoplastic dynamic analysis model of the structural system of continuous girder bridge

橡胶支座采用线性弹簧单元模拟;滑板式橡胶支座和盆式橡胶支座均按照《公路桥梁抗震设计规范(JTG/T 2231-01—2020)》的建议采用理想弹塑性滞回曲线模拟,其中盆式支座屈服位移取 0.003 m;固定盆式橡胶支座通过约束墩梁节点的 3 个平动自由度和绕纵轴的转动自由度,并释放其余 2 个自由度进行模拟。桥台与台后填土的接触关系采用 Duncan-Chang 非线性本构关系定义的 Multilinear Elastic Link 单元进行模拟<sup>[13]</sup>,非线性本构关系式和计算结果分别如式(1)和图 3 所示。

$$p = \frac{1}{\frac{1}{K} + R_f \frac{u}{P_{ult}}} \cdot u \quad (1)$$

式中: $p$  为土体作用于台背的土压力; $u$  为台背后土体的水平位移; $P_{ult}$  是作用于台背的被动土压力; $K$  为初始刚度; $R_f$  为经验系数,取 0.8。其中,根据工程实际和《公路桥梁抗震设计规范(JTG/T 2231-01—2020)》可以计算出初始刚度  $K$  和被动土压力  $P_{ult}$ 。

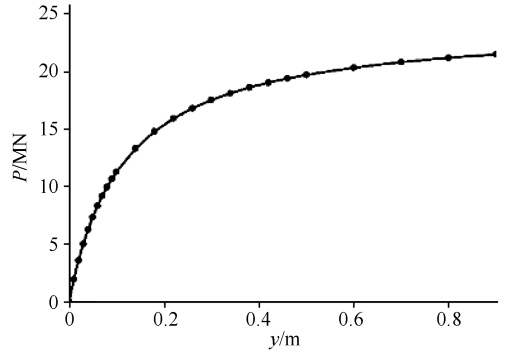


图 3 桥台与背土相互作用弹簧模型

Fig.3 Spring model for the interaction between abutment and back soil

本文采用文献[14]中组合 Kelvin 碰撞单元模拟伸缩缝间的接触非线性,如图 4 所示。碰撞单元刚度根据王东升等<sup>[15-16]</sup> 的建议取较短主梁轴向刚度值的 0.5 倍,不考虑梁端碰撞损伤。伸缩缝处碰撞单元非线性力-位移关系如式(2)所示:

$$F = \begin{cases} k_L(u_1 - u_2 - \Delta) + cv, & u_1 - u_2 > \Delta \\ 0, & u_1 - u_2 \leq \Delta \end{cases} \quad (2)$$

式中: $\Delta$  为伸缩缝初始间隙,根据设计文件取主引桥间为 0.19 m,引桥与桥台间为 0.06 m; $u_1, u_2$  分别为地震作用下伸缩缝处相邻梁体的位移。

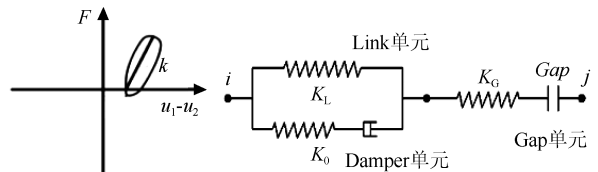


图 4 Kelvin 碰撞单元及接触力关系

Fig.4 Kelvin pounding element and contact force relationship

## 3 地震动输入与桥墩截面分析

采用纵桥向一致激励进行非线性时程分析研究该桥在 E2 地震作用下的响应,桥址处设防烈度为 9 度,场地类别为 III 类,场地系数和罕遇地震的地震重要性系数分别为 1.0 和 1.7,根据《公路桥梁抗震设计规范(JTG/T 2231-01—2020)》计算设计反应谱,

并以此作为目标反应谱,利用 SIMQKE GR 生成人工地震波。同时从 PEER 的强震数据库中随机选择场地条件相近的 7 条地震波,利用 SeismoMatch 以设计反应谱为目标对其进行调幅得到与目标反应谱匹配的加速度时程,对所选地震动与目标反应谱的匹配程度采用均方误差  $M_{SE}$  来衡量,如式(3)。放大系数为调幅后地震波峰值加速度值与调幅前的比值。选取的天然地震波及其调幅信息如表 1 所列,人工地震波和调幅后的天然地震波与设计反应谱的匹

配情况如图 5 和图 6 所示。

$$M_{SE} = \frac{\sum_{i=1}^n \{\tau\omega(T_i)\ln[S_{target}(T_i)]\}}{\sum_{i=1}^n \tau\omega(T_i)} - \frac{\sum_{i=1}^n \{\tau\omega(T_i)\ln[fS_{record}(T_i)]\}}{\sum_{i=1}^n \tau\omega(T_i)} \quad (3)$$

式中: $S_{target}(T_i)$ 、 $S_{record}(T_i)$  分别为目标反应谱与所选地震波的反应谱值; $\omega(T_i)$  为权重函数; $f$  为线性比例因子, $f = S_{target}(T_i)/S_{record}(T_i)$ ;  $T_i$  为第  $i$  个数据点对应的周期。

表 1 选取的地震动资料

Table 1 Selected ground motion data

编号	地震名称	时间	记录点	峰值加速度/ $g$	均方误差/%	放大系数
RSN2	Helena Montana-02	1935-10-31	Helena Fed Bldg	1.06	2.3	22.2
RSN18	Imperial Valley-04	1953-06-14	El Centro Array #9	0.87	1.1	13.0
RSN31	Parkfield	1966-06-28	Shandon Array #8	0.72	1.4	2.64
RSN46	San Fernando-1	1971-02-09	Pasadena-CIT Athenaeum	0.75	1.1	6.89
RSN79	San Fernando-2	1971-02-09	Puddingstone Dam	0.71	1.2	12.43
RSN83	San Fernando-3	1971-02-09	Santa Anita Dam	0.71	2.6	3.19

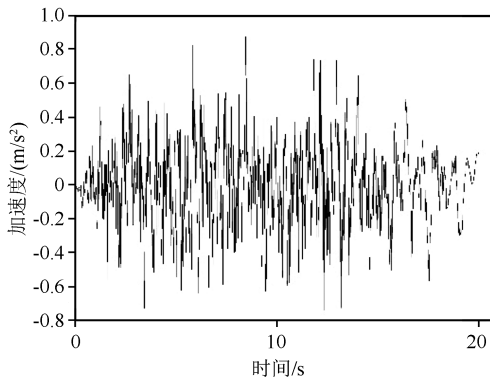


图 5 人工合成地震波时程曲线

Fig.5 Time-history curve of synthetic seismic wave

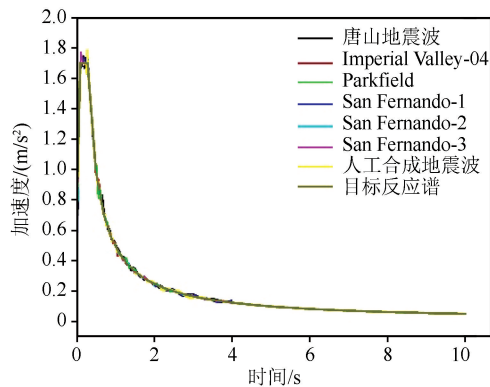


图 6 目标反应谱与所选地震波反应谱

Fig.6 Target response spectrum and response spectra of selected seismic waves

利用 CSiBridge Section Designer 程序对各桥墩和桩基截面进行截面分析,计算各墩柱和桩基截面的屈服极限、强度极限、屈服率和极限曲率。同时,依据

《公路桥梁抗震设计规范(JTG/T 2231-01—2020)》分别计算各桥墩墩顶允许位移。计算结果如表 2 所列。

#### 4 主桥结构形式对结构体系地震响应的影响

为了研究不同主桥结构形式对结构体系地震响应的影响,将原刚构连续梁桥体系 4 号刚构墩的墩梁固结约束变化为固定盆式支座约束,其他约束条件不变,使结构成为连续梁桥体系;同样使原结构体系的 5 号墩活动盆式支座约束变化为墩梁固结约束,使结构成为连续刚构桥体系;采用相同的地震波对上述 3 种不同的结构体系进行纵桥向一致激励比较分析。为了量化各桥墩内力和变形的改变,本文定义最大改变率  $i = (i_{max} - i_{min})/i_{min}$ ,其中  $i_{max}$  为桥墩最大响应值, $i_{min}$  为最小响应值。不同主桥结构形式时结构体系地震响应的分析结果如表 3 和表 4 所列。

从表 2 和表 3 可以发现:主桥结构形式改变对左右引桥墩底弯矩和剪力以及墩顶位移基本无影响,最大改变率均在 10% 以内,但主桥墩因约束条件变化而发生内力重分布,不同主桥结构形式主桥墩内力和变形区别较大。刚构-连续梁桥刚构墩由于承担较大水平惯性力而产生 24 cm 墩顶水平位移,分别为连续刚构和连续梁桥的 3 倍和 2 倍;墩底弯矩为 317 283.3 kN·m,为连续刚构和连续梁桥墩底弯矩的 1.4 倍和 2.5 倍,同时也超过了等效屈服极限。连续刚构桥由于 5 号墩顶固结墩顶位移和墩底弯矩相对较大,分别为 5.7 cm 和 426 378.7 kN·m,

表 2 截面分析数据

Table 2 Cross-section analysis data

截面位置	开始屈服弯矩 / (kN · m)	开始屈服曲率 / (× 10 <sup>-3</sup> )	等效屈服弯矩 / (kN · m)	屈服曲率 / (× 10 <sup>-3</sup> )	极限弯矩 / (kN · m)	极限曲率 / (× 10 <sup>-3</sup> )	墩顶允许位移 / cm
4 号墩	263 617	0.76	306 111	0.8	278 942	10.4	147.4
5 号墩	254 385	0.7	320 150	0.9	319 491	14.5	9.6

表 3 墩底弯矩

Table 3 Bending moment at pier bottom

主桥结构形式	墩底弯矩 / (kN · m)							
	1 号墩	2 号墩	3 号墩	4 号墩	5 号墩	6 号墩	7 号墩	8 号墩
刚构	2 151	2 148	10 746	225 041	426 379	9 071	2 002	2 016
连续梁	2 121	2 021	10 403	125 426	53 726	9 228	1 902	2 023
刚构连续梁	2 158	2 127	10 534	317 283	58 649	9 762	1 896	2 025
最大改变率 / %	1.7	6.3	3.3	153.0	693.6	7.6	5.6	0.4

表 4 墩顶位移

Table 4 Displacement at pier top

主桥结构形式	墩顶位移 / cm							
	1 号墩	2 号墩	3 号墩	4 号墩	5 号墩	6 号墩	7 号墩	8 号墩
刚构	4	4	7	8	6	4	4	4
连续梁	4	4	7	12	2	4	4	4
刚构连续梁	4	4	7	24	2	4	4	4
最大改变率 / %	0.0	0.0	0.0	200.0	200.0	0.0	0.0	0.0

分别是刚构-连续梁桥和连续梁桥的 3.6 倍和 7.0 倍,且墩底弯矩远超过等效屈服极限。

图 7 为 A-B 伸缩缝碰撞力时程曲线,主桥结构为连续刚构桥时 A-B 缝碰撞力峰值为 160 500 kN,是连续梁和刚构-连续梁桥的 2.1 倍和 1.7 倍;碰撞次数为 4 次,是连续梁和刚构-连续梁桥的 4 倍和 1.3 倍。各伸缩缝处碰撞效应具有相同的趋势,主桥为连续刚构时最大,刚构-连续梁桥时次之。图 8 为左桥台纵向位移时程曲线,右桥台也具有同样的趋势,可以发现主桥结构为连续刚构时较大的碰撞力也使桥台产生了更大的纵向位移 4.5 cm,是连续梁桥和刚构-连续梁桥的 2.3 倍和 1.9 倍,但台后填土仍处于弹性范围内。

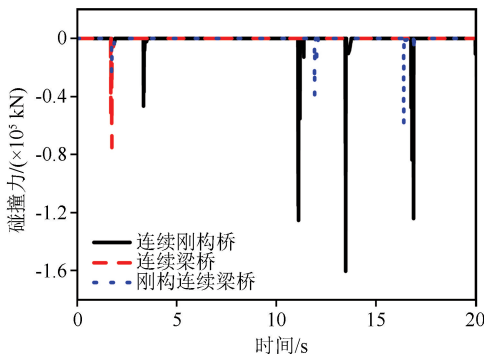


图 7 A-B 伸缩缝碰撞力时程

Fig.7 Pounding force time history of expansion joint A-B

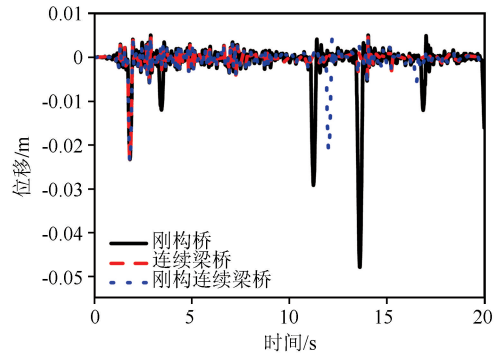


图 8 左桥台位移时程

Fig.8 Displacement time history of left abutment

因此,综合主桥墩在不同结构形式时的内力和变形以及伸缩缝处的碰撞效应,当主桥墩墩高差较大时,连续梁桥在地震时各主桥墩受力和伸缩缝处碰撞响应更为合理。若采用刚构-连续梁桥和连续刚构桥时需采取合理的减隔震措施,以免在地震作用下主桥墩发生屈服破坏。

### 5 墩高对结构地震响应的影响

表 5 为不同墩高时的主桥特征周期和引桥周期比。由表 5 可知,随着刚构墩高增加,主桥特征周期由 1.6 s 延长至 7.5 s,主引桥周期比由 1.1 增大至 5.4,表明主引桥间动力特性差异增大。且由图 9 不难发现,随着主桥墩高和主引桥间周期比增大,主桥

右侧 C-D 缝和 D-E 缝处碰撞力峰值呈缓慢增大趋势,碰撞力峰值分别增大 2.2 倍和 1.3 倍;主桥左侧 A-B 缝和 B-C 缝碰撞力峰值呈先增大后减小趋势,在墩高 64.95 m 时碰撞力达到最大值,碰撞力峰值分别增大 1.9 倍和 23.3 倍。由此可以发现:刚构墩墩高增大导致主引桥周期比增大,各伸缩缝处碰撞效应也随之增大。

表 5 各工况时主引桥周期比

Table 5 Period ratio of main approach bridge under different working conditions

工况	2号墩高/m	主桥特征周期/s	左引桥特征周期/s	周期比	右引桥特征周期/s	周期比
1	24.95	1.6	1.4	1.1	1.4	1.1
2	34.95	2.2	1.4	1.6	1.4	1.6
3	44.95	2.9	1.4	2.1	1.4	2.1
4	54.95	3.6	1.4	2.6	1.4	2.6
5	64.95	4.5	1.4	3.2	1.4	3.2
6	74.95	5.4	1.4	3.9	1.4	3.9
7	84.95	6.5	1.4	4.6	1.4	4.6
8	94.95	7.5	1.4	5.4	1.4	5.4

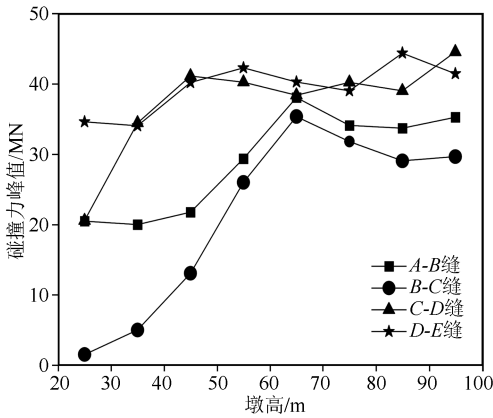


图 9 墩高对伸缩缝碰撞力峰值的影响

Fig.9 Influence of pier height on peak pounding force of expansion joint

图 10 为 3 号~7 号桥墩墩顶位移和墩底剪力随刚构墩墩高增加的变化趋势。可以发现:刚构墩墩顶位移呈先增大后减小趋势,在墩高 64.95 m 时达到最大,增大 1.2 倍;其余桥墩墩顶位移基本无变化,其原因为墩高增加结构使结构柔度增大,墩顶位移增大,但由于相邻引桥的碰撞接触限制,墩顶位移增大后呈现减小趋势。图 11 中墩底剪力呈先减小后增大的趋势,在墩高 44.95 m 时最小为 19.3 kN,其余桥墩墩底剪力基本无变化。刚构墩墩高变化仅对刚构墩自身变形和内力产生影响,对其余桥墩基本无影响,其原因可以解释为其他桥墩墩顶支座屈服后不再向下传递水平地震力。同时,通过对比碰撞与无碰撞工况时墩顶位移和墩底剪力可以发现:碰

撞使各桥墩墩底剪力和墩顶位移减小,主桥 4 号刚构墩尤为显著。而且碰撞并未改变墩顶位移和墩底剪力随墩高变化的趋势。综上可以得出结论:主引桥周期比增大使伸缩缝处碰撞效应增大,仅影响主桥刚构墩。当主引桥周期比为 2.1 时,刚构墩内力和变形较为合理。

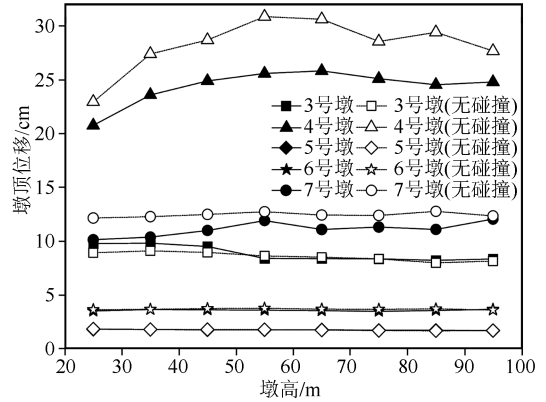


图 10 墩高对桥墩墩顶位移的影响

Fig.10 Influence of pier height on displacement at pier top

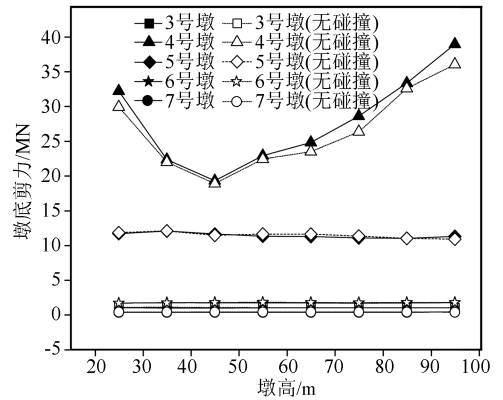


图 11 墩高对桥墩墩底剪力的影响

Fig.11 Influence of pier height on shear force at pier bottom

## 6 引桥跨数对结构地震响应的影响

为研究引桥跨数对桥梁结构体系地震响应的影响,左右引桥跨数同时由 1 跨增至 5 跨。

图 12(a)为引桥跨数对各伸缩缝碰撞力的影响,可以发现:随着引桥跨数增大,主引桥间 B-C 缝和 C-D 缝处碰撞力峰值呈缓慢增大趋势,在引桥跨数为 5 跨时达到最大值,分别为 20 209 kN 和 18 217 kN,最大改变率为 98.7%和 69.6%。桥台处伸缩缝碰撞力随引桥跨数变化较大,由于采用一致激励,左、右桥台处伸缩缝碰撞力呈现相反的变化趋势,左桥台 A-B 缝和右桥台 D-E 缝碰撞力分别呈先增大后减小和先减小后增大趋势,最大碰撞力峰

值为 102 853 kN 和 179 173 kN,改变率为 92.3% 和 2 032%。但是,图 12(b)中左右桥台纵向位移呈线性增大趋势,在引桥为 5 跨时达到最大值分别为

3.2 cm 和 3.0 cm,改变率分别为 139.8% 和 84.2%。因此,引桥跨数增大总体上使各伸缩缝处碰撞效应呈显著增大趋势。

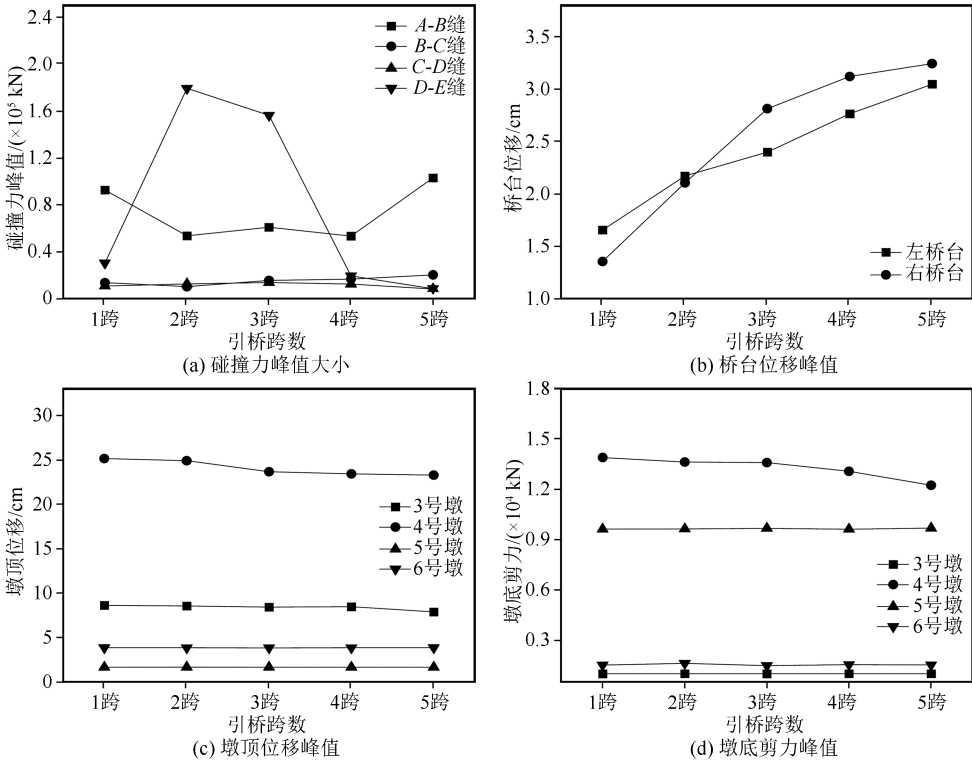


图 12 引桥跨数对结构地震响应的影响

Fig.12 Influence of span number of approach bridge on seismic response of structure

图 12(c)和(d)分别为引桥跨数增多对 3 号~6 号桥墩墩顶位和墩底剪力的影响。可以发现:引桥跨数增多仅对刚构墩的墩顶位移和墩底剪力产生影响,均呈减小趋势。刚构墩墩顶位移和墩底剪力在引桥跨数为 5 跨时达到最小,分别为 23.3 cm 和 12 235.6 kN,最大改变率分别为 -7.5% 和 -11.9%。但引桥跨数增加对于其他桥墩墩顶位移和墩底剪力基本无影响,最大改变率均在 5% 以内。

碰撞效应减小,其原因可以解释为伸缩缝间距增大使得碰撞所需能量更多,加速度减小和速度反向将会使得碰撞次数和碰撞力也减小。

### 7 伸缩缝间距对结构地震响应的影响

图 14 为桥台处伸缩缝间距为 1、3、6、7、9 和 11 cm 时主引桥间 C-D 缝和桥台处 D-E 缝碰撞力时程曲线。从图中可以看出:C-D 缝和 D-E 缝碰撞力峰值和碰撞次数均呈先增大后减小趋势,在间距为 6 cm 时达到最大。此时,C-D 缝和 D-E 缝碰撞力峰值为 18 245 kN 和 159 558 kN,最大改变率为 19% 和 1 144%;碰撞次数分别为 11 次和 8 次,最大改变率为 1 000% 和 700%。因此,桥台处伸缩缝间距增大使各伸缩缝处碰撞效应呈先增大后减小趋势。产生这种现象的原因可以解释为:桥台处伸缩缝间距较小,尽管梁体加速度较大,但桥台和主桥的约束使得梁体在较小速度时就发生碰撞,因此碰撞力较小。当伸缩缝间距增大后,主梁在正向加速度作用下运动一段距离后未能发生碰撞,随后加速度方向发生改变使梁体运动速度和碰撞力减小,因此各伸缩缝处碰撞效应呈先增大后减小趋势。

图 13 为主引桥伸缩缝间距为 10、15、19、22、26、28 和 30 cm 时主引桥间 B-C 伸缩缝和桥台处 A-B 伸缩缝的碰撞力时程曲线。从图中可以看出:主引桥间伸缩缝间距增大使主引桥间 B-C 伸缩缝碰撞力峰值和碰撞次数均减小,在间距 30 cm 时主引桥间伸缩缝峰值碰撞力和碰撞次数分别减小为 4 766 kN 和 2 次,最大改变率为 -82.1% 和 -88.9%。桥台处 A-B 缝碰撞次数由 7 次显著减少为 2 次,碰撞力变化较大,但无明显规律趋势。因此,主引桥间伸缩缝间距增大将会导致各伸缩缝处

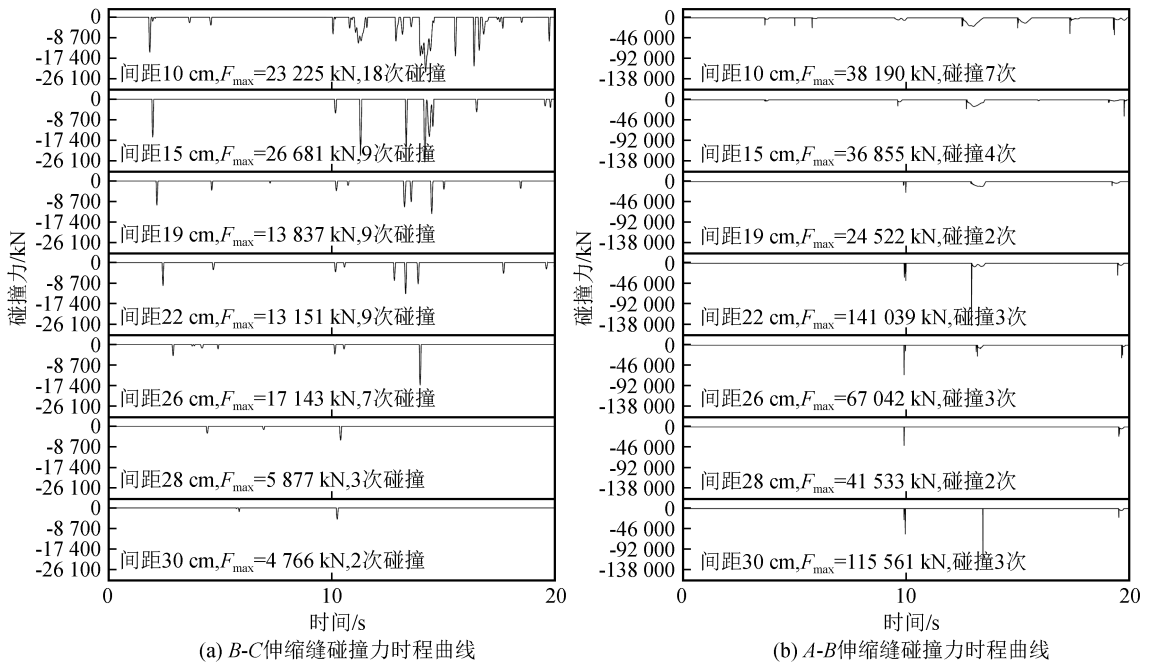


图 13 主引桥伸缩缝间距变化对碰撞力的影响

Fig.13 Influence of expansion joint spacing of main approach bridge on pounding force

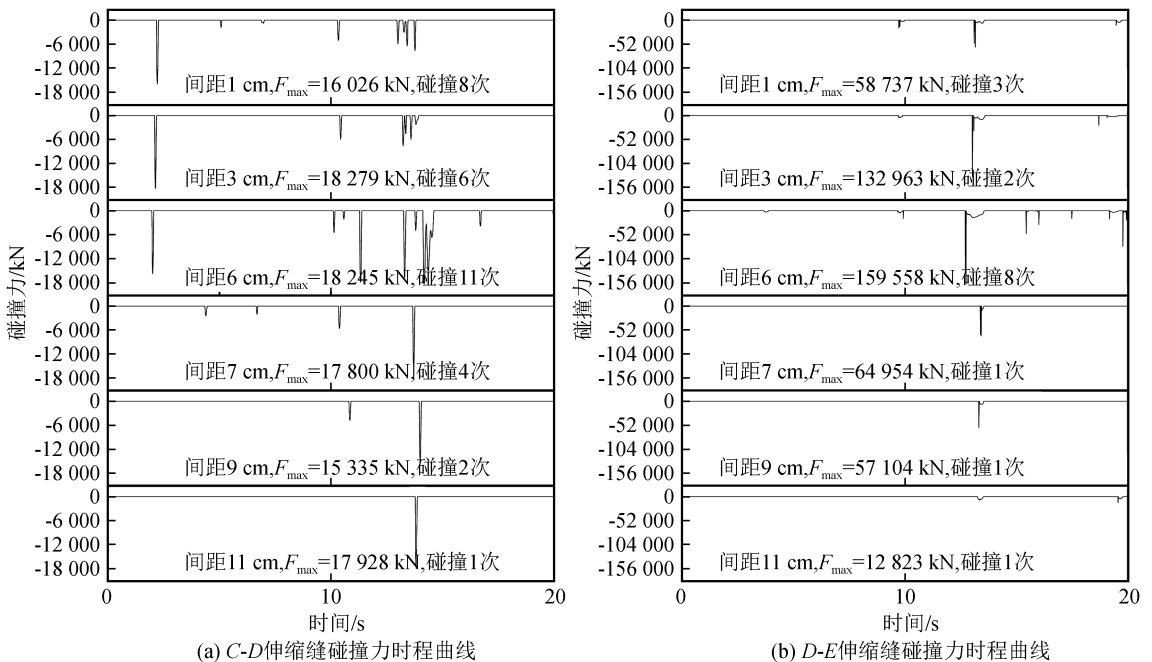


图 14 桥台处伸缩缝间距变化对碰撞力的影响

Fig.14 Influence of expansion joint spacing at abutment on pounding force

图 15 和图 16 为主引桥间伸缩缝间距和桥台处伸缩缝间距变化对各桥墩墩顶位移和墩底弯矩的影响。由图可以发现:随着主引桥间伸缩缝间距增大,刚构墩墩顶位移由 18.9 cm 逐渐增大至 25.2 cm,改变率为 33.3%;墩底弯矩在间距为 0~10 cm 内逐渐增大至 317 098 kN·m,之后基本不变,改变率为 31.6%。其主要原因为:主引桥伸缩缝间距增大使

伸缩缝处碰撞效应减小,碰撞约束减小导致主桥刚构墩底弯矩和墩顶位移增大。另外,主引桥间伸缩缝间距的变化对其他桥墩基本无影响,改变率均在 5%以内。其原因可以解释为:其他桥墩墩顶支座在地震作用下屈服后刚度为零,碰撞力无法传递至桥墩。

桥台处伸缩缝间距的变化对各桥墩内力和变形



无影响。产生这种现象的原因可以解释为:由于引桥墩顶支座屈服后不传递水平地震力,所以对引桥墩内力和变形无影响。同时桥台伸缩缝间距变化对主引桥间伸缩缝碰撞力峰值的改变率仅为 19%,而

刚构-连续桥整体刚度较大,所以对主桥墩的内力和变形也基本无影响。综合以上分析考虑桥墩内力和变形以及伸缩缝处碰撞效应,本节建议主桥伸缩缝间距取值为 22 cm,桥台处伸缩缝间距取值 7 cm。

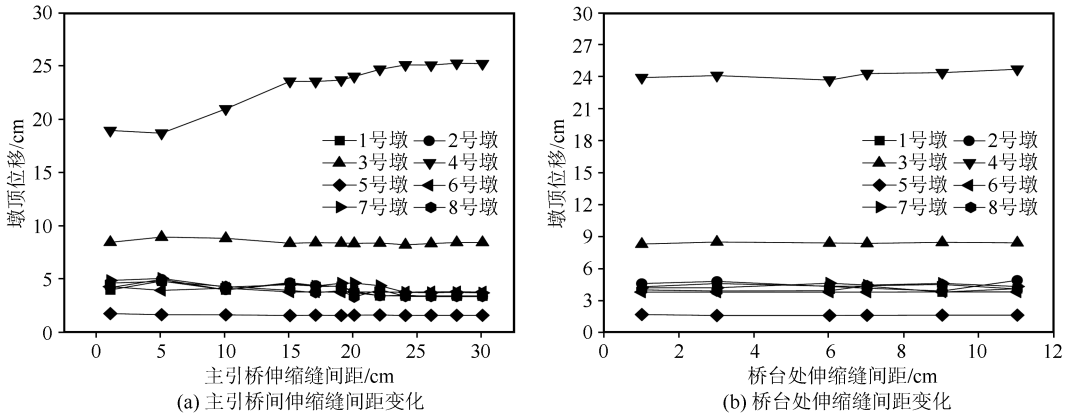


图 15 伸缩缝间距变化对各桥墩墩顶位移的影响

Fig.15 Influence of expansion joint spacing on displacement of pier top

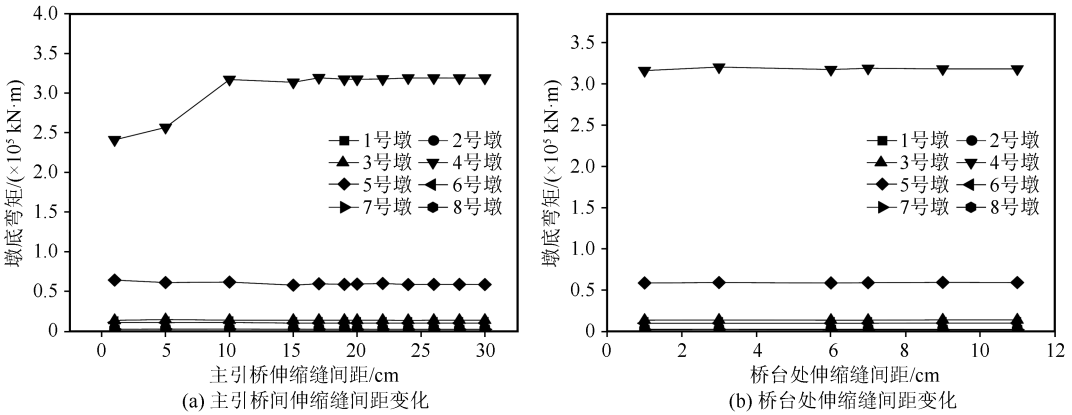


图 16 伸缩缝间距变化对各桥墩墩底弯矩的影响

Fig.16 Influence of expansion joint spacing on bending moment at pier bottom

## 8 结论

通过上述分析,可得如下结论:

(1) 地震作用下主桥相邻墩高差较大时,主桥结构选择连续梁桥更为合理。连续刚构桥 5 号墩底弯矩因墩梁固结,线刚度大而超过屈服极限破坏,且伸缩缝处碰撞效应最大。刚构连续梁桥 4 号墩因承担全部水平地震力而发生屈服破坏,且墩顶位移是刚构桥和连续梁桥的 3 倍和 2 倍。

(2) 刚构墩高增加使主桥特征周期延长和主引桥周期比增大,导致伸缩缝处碰撞效应增大,但对于主桥活动墩和各引桥墩基本无影响,建议主引桥周期比取 2.1 时较合理。刚构墩墩顶位移先增大后减小,在 64.95 m 时达到最大;墩底剪力先减小后增

大,在 44.95 m 时达到最小。

(3) 引桥跨数增多使各伸缩缝处碰撞效应增强,原因是碰撞质量变大使碰撞接触刚度增大,碰撞抑制作用增强使刚构墩墩顶位移和墩底弯矩减小,但对于其他桥墩的变形和内力基本无影响。

(4) 主引桥伸缩缝间距增大使各伸缩缝处碰撞效应减小,碰撞抑制作用减弱使得刚构墩墩顶位移和墩底弯矩先增大后趋于稳定,但对其他桥墩基本无影响,建议取值 22 cm 较合理。桥台伸缩缝间距增大使各伸缩缝处碰撞效应先增大后减小,但对于各桥墩变形和内力的影响较小,建议取值 9 cm 较合理。

(5) 主桥结构形式的改变主要是通过影响各主桥墩内力分布从而影响结构地震响应;主桥墩高增

加主要是通过改变主引桥间周期比,即主引桥间动力特性差异,从而影响结构地震响应;引桥跨数和伸缩缝间距主要通过影响伸缩缝处碰撞效应从而影响结构的内力和变形。

## 参考文献(References)

- [1] 邓育林,雷凡,何雄君.地震作用下考虑土-桥台-上部结构相互作用的大跨桥梁伸缩缝处碰撞效应研究[J].中国公路学报,2015,28(3):44-51.  
DENG Yulin, LEI Fan, HE Xiongjun. Research on pounding effects at expansion joints of long-span bridge under earthquakes with interaction of soil, abutment and superstructure considered[J]. China Journal of Highway and Transport, 2015, 28(3): 44-51.
- [2] 朱兴龙.曲线桥梁的地震碰撞及试验研究[D].哈尔滨:哈尔滨工业大学,2015.  
ZHU Xinglong. Pounding analysis and experimental investigation of curve bridges under earthquake excitation[D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2015.
- [3] 康锐.基于多点地震激励的山区铁路高墩桥梁碰撞研究[D].成都:西南交通大学,2017.  
KANG Rui. Research on pounding of railway high-pier bridges under multi-supported ground motion excitations[D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2017.
- [4] 沙奔.强震下隔震连续梁桥碰撞效应与减碰控制研究[D].南京:东南大学,2018.  
SHA Ben. Study of pounding effect and its mitigation of continuous isolated bridge under strong earthquakes[D]. Nanjing: Southeast University, 2018.
- [5] 徐略勤,魏晓龙.地震作用下双薄壁高墩刚构桥桥台处的碰撞效应及减碰措施[J].地震工程学报,2017,39(3):425-433.  
XU Lueqin, WEI Xiaolong. Analysis of the pounding effects and countermeasures at the abutments of a rigid-frame bridge with high, double thin-walled piers during earthquakes[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2017, 39(3): 425-433.
- [6] 李晰,贾宏宇,李倩,等.碰撞对山区高墩桥弹塑性动力响应的影响[J].西南交通大学学报,2018,53(1):109-118.  
LI Xi, JIA Hongyu, LI Qian, et al. Effect of pounding on elastic-plastic dynamic response of high pier bridge in mountainous area[J]. Journal of Southwest Jiaotong University, 2018, 53(1): 109-118.
- [7] 左焯,孙广俊,王志鹏,等.近断层地震动下曲线梁桥碰撞效应研究[J].振动与冲击,2018,37(21):52-60.  
ZUO Ye, SUN Guangjun, WANG Zhipeng, et al. Pounding effect of curved bridges subjected to near-fault seismic ground motions[J]. Journal of Vibration and Shock, 2018, 37(21): 52-60.
- [8] 焦驰宇,刘文勃,桂晓珊,等.近断层地震下小半径曲线桥碰撞响应的振动台试验研究[J].工程力学,2020,37(8):189-201.  
JIAO Chiyu, LIU Wenbo, GUI Xiaoshan, et al. Shaking table tests of the seismic pounding effect on a small radius curved bridge under nearfault ground motions[J]. Engineering Mechanics, 2020, 37(8): 189-201.
- [9] 易锦,贺国京,陆杰,等.合龙及体系转换顺序对多跨刚构-连续组合梁桥影响分析[J].铁道科学与工程学报,2013,10(5):23-27.  
YI Jin, HE Guojing, LU Jie, et al. Impact analysis of closure order and system transformation order for bridges with rigid frame-combined continuous beam[J]. Journal of Railway Science and Engineering, 2013, 10(5): 23-27.
- [10] 刘发水.预应力混凝土刚构-连续组合梁桥的减震设计[J].福州大学学报(自然科学版),2013,41(4):663-668,676.  
LIU Fashui. Earthquake-reduction design for rigid frame-continuous girder bridge combined system[J]. Journal of Fuzhou University (Natural Science Edition), 2013, 41(4): 663-668, 676.
- [11] MANDER J B, PRIESTLEY M J N, PARK R. Theoretical stress-strain model for confined concrete[J]. Journal of Structural Engineering, 1988, 114(8): 1804-1826.
- [12] 中华人民共和国交通运输部.公路桥涵地基与基础设计规范:JTG 3363—2019[S].北京:人民交通出版社,2019.  
Ministry of Transport of the People's Republic of China. Specifications for design of foundation of highway bridges and culverts: JTG 3363—2019[S]. Beijing: China Communications Press, 2019.
- [13] 吴明,夏唐代,俞峰.基于 Duncan-Chang 本构的非线性土压力模型[J].煤田地质与勘探,2008,36(2):36-39.  
WU Ming, XIA Tangdai, YU Feng. Non-linear earth pressure model based on Duncan-Chang constitutive model[J]. Coal Geology & Exploration, 2008, 36(2): 36-39.
- [14] 闫聚考,李建中,彭天波,等.大跨度悬索桥主引桥碰撞效应振动台试验及数值研究[J].振动与冲击,2017,36(7):234-240,261.  
YAN Jukao, LI Jianzhong, PENG Tianbo, et al. Shaking table tests and numerical analysis for pounding effect between main span and approach span of long-span suspension bridges[J]. Journal of Vibration and Shock, 2017, 36(7): 234-240, 261.
- [15] 王东升,冯启民,王国新.基于直杆共轴碰撞理论的桥梁地震反应邻梁碰撞分析模型[J].工程力学,2004,21(2):157-166.  
WANG Dongsheng, FENG Qimin, WANG Guoxin. Analysis model of pounding between adjacent bridge girders during earthquakes based on collinear impact between rods[J]. Engineering Mechanics, 2004, 21(2): 157-166.
- [16] 王东升,王国新,冯启民.桥梁结构地震反应邻梁碰撞分析等效刚体模型[J].工程力学,2004,21(4):81-85.  
WANG Dongsheng, WANG Guoxin, FENG Qimin. Equivalent rigid-body compact model of pounding between adjacent bridge girders during earthquakes[J]. Engineering Mechanics, 2004, 21(4): 81-85.

(本文编辑:张向红)