

DOI: 10.19479/j.2095-719x.2403166

上承式钢筋砼拱桥行波效应分析

时健, 吕杨, 梁晓, 邢彦松
(天津城建大学 土木工程学院, 天津 300384)

摘要: 根据国外一座大跨拱桥的尺寸及选定的振动台尺寸进行等效缩尺, 并完成振动台试验. 利用有限元软件 ABAQUS 验证模型准确性并分析行波效应. 拱圈、立柱、桥面采用实体单元建立, 地震波取适用于二类场地的兰州波, 加速度时程的峰值调整为 0.1 g, 输入水平和竖向地震动, 其中竖向地震动取水平地震的 0.65 倍. 分析了钢筋混凝土拱桥在二类场地条件下由不同波速产生的行波效应对拱桥拱圈两侧拱脚、1/4 截面、3/4 截面以及 1/2 截面的轴力、弯矩以及位移的影响. 研究表明: 与一致激励作用相比, 在行波效应作用下, 拱圈各关键截面的轴力随着波速增加呈现下降的趋势; 面内弯矩则呈现出先减小再增大, 随后再次减小, 最后趋于平稳的趋势; 在位移方面行波效应对 1/4、1/2、3/4 截面的位移均有显著影响.

关键词: 钢筋混凝土拱桥; 缩尺模型; 行波效应; 地震; 有限元模型; 数值模拟

中图分类号: U442.55 **文献标志码:** A **文章编号:** 2095-719X(2024)03-0166-08

Analysis of the Traveling Wave Effect of Deck Reinforced Concrete Arch Bridge

SHI Jian, LYU Yang, LIANG Xiao, XING Yansong
(School of Civil Engineering, TCU, Tianjin 300384, China)

Abstract: Based on the size of a foreign long-span arch bridge, the equivalent scale of the prototype bridge and the shaking table test are carried out according to the size of the shaking table, and the finite element software ABAQUS is used to model and verify the analysis of the traveling wave effect. The arch ring, column and bridge deck are built with solid elements. The seismic wave is Lanzhou wave applicable to Class II site. The acceleration time history is adjusted to $1m/s^2$, and the longitudinal and vertical ground motions are input. The vertical seismic motion is 0.65 times of the longitudinal earthquake. This paper analyzes the influence of the traveling wave effect produced by different wave velocities on the axial force, bending moment and the displacement of the arch foot, 1/4 section, 3/4 section and 1/2 section of the arch ring of the reinforced concrete arch bridge under the Class II site conditions. The research results show that under the action of traveling wave effect, the axial force of each key section of the arch ring decreases with the increase of wave velocity. The in-plane bending moment first decreases, then increases, and then decreases again. It finally tends to be stable. In terms of the displacement, the traveling wave effect has a significant impact on the displacement of 1/4, 1/2, and 3/4 sections.

Key words: reinforced concrete arch bridge; scale model; traveling wave effect; earthquake; finite element model; numerical simulation

近年来,我国地震频发,强烈的地震会使结构物失效导致坍塌,危害人类的生命安全,造成极大的经济损失.桥梁作为重要的交通枢纽,会在地震中发生严重破坏,所以了解桥梁最薄弱的部位并保证其在地震荷载作用下的安全十分重要^[1-2].拱桥因其良好的跨越能力和受力性能被广泛应用于我国西南地区,跨径大于 100 m 的拱桥约占比 47%^[3-5].

当地震发生,拱桥两侧支点距离较远,而拱桥上部结构相连,由于相位 φ 值不同,相连结构物振动时会相互产生影响,这就是行波效应.贾文涛^[6]对一座钢管混凝土劲性骨架拱桥进行行波效应分析,结果表明行波效应对拱顶的影响较大,并且主拱圈内力随波速增加趋于一致激励.叶刘克^[7]对于一座刚构桥进行行波效应分析,结果表明结构的内力和地震动的输入及

收稿日期: 2022-10-27; 修订日期: 2023-04-03

基金项目: 天津教委科研计划项目 (2016CJ03)

作者简介: 时健 (1996—), 男, 天津人, 天津城建大学硕士生.

通讯作者: 梁晓 (1988—), 女, 副教授, 博士, 从事混凝土结构抗震、桥梁工程研究. E-mail: liangxiao0519@126.com

自身特性有关,但没有过多规律可言,应根据场地条件选择不同地震波,分析不同波速的影响,选择最不利的工况验算.孙光龙^[8]选用两种加速度时程曲线,将一致激励与行波效应分别进行时程响应分析,最终结果表明,与一致激励相比考虑行波效应时拱脚处弯矩、1/4截面轴力和弯矩均有显著增大,拱脚轴力、各部位的顺桥向位移均增加.Min Xiong^[9]对桥梁进行一系列确定性地震动力分析,以建立概率密度方程.通过求解概率密度演化方程,得到地震响应的概率密度函数层次的概率信息.结果表明,行波对大跨度结构的影响与地震动和结构的特性有关,行波增加了地震响应的变异性.Süleyman Adanur^[10]对一座悬索桥进行研究,发现,波速的变化对桥面和塔架的响应值有重要影响.波速变化情况下的总响应值大于恒定行波情况下的响应值,桥梁结构的响应通常随视波速的降低而增加,同时波速的变化取决于桥梁支架所在的当地土壤条件,对桥梁的动态特性有重要影响.Xu Yan^[11]对一座钢拱桥进行的地震响应的实例研究表明,行波效应对桥梁的不同构件有非常复杂的影响.Jieling Xiao^[12]对一座高墩大跨桥梁上无缝线路的纵向地震响应进行了研究,通过对比一致激励作用和多点激励作用表明:在高墩大跨桥梁上设计无缝线路需要考虑行波效应和波传播方向的影响;随着地震波视速度的增加,钢轨纵向力趋于减小;建议高烈度地震区桥梁无缝线路的设计应考虑地震作用的影响,并建立合理的验算方法.Emadoddin Majdabadi Farahani^[13]利用ABAQUS建模对一座克罗地亚的钢筋混凝土拱桥进行地震分析,结果表明:在7种不同地震动下的时程分析最大值的平均值在两端的拱脚处有较大的梯度增大,沿拱面内剪力分布较为均匀.

一直以来,拱桥分析多利用有限元分析软件,通过适当的假定,建立全桥模型,计算拱桥动力特性,并对其影响因素进行分析,分析结果存在显著差异.结论局限于有限元分析,缺少试验验证,本文通过缩尺模型试验与数值模拟对比,验证数值模型准确性后对行波效应做出分析.

1 原型拱桥结构及缩尺模型

1.1 原型拱桥

该桥梁全长为500 m,主桥为单跨上承式RC拱桥,净矢高60 m,净跨径300 m,抗震设防烈度8度,场地类型为二类,阻尼比为0.05,桥梁整体布置见图1.桥道系截面高为2.5 m,宽为10 m,主拱使用悬链线无

铰拱,拱轴系数为1.167,拱圈为单箱双室截面,拱脚至首根立柱处为顶底板腹板厚度渐变段,拱脚处截面壁厚0.55 m.拱圈其余部分为标准段,壁厚0.3 m,每根柱子均采用空心薄壁结构.立柱P3,P13横桥向宽3 m,纵桥向宽5 m,壁厚为0.3 m;其余立柱截面横桥向宽为5 m,纵桥向宽5 m,壁厚为0.6 m,如图2所示.立柱P3,P13与上部结构刚性连接;立柱P2,P4,P12,P14与上部结构采用铰接,立柱P3,P13与上部结构刚性连接;其余立柱与上部结构固结.

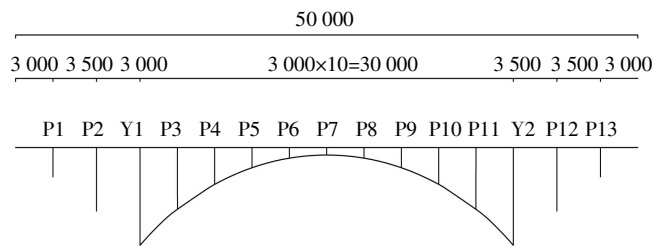
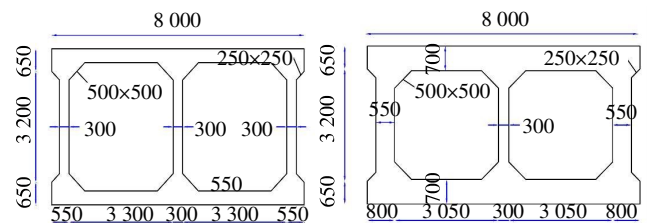
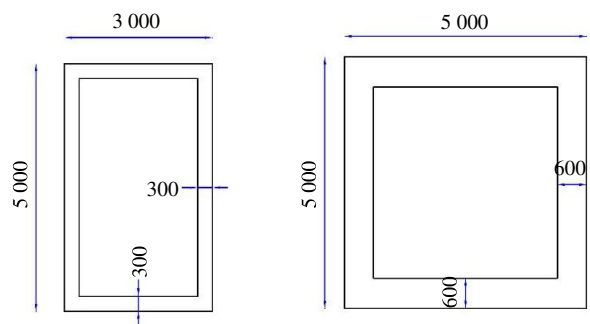


图1 原型桥整体布置示意



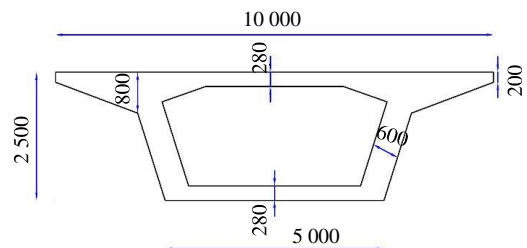
(a) 拱圈标准段

(b) 拱圈拱脚



(c) 柱 Y1、Y2

(d) 柱 P1-P13



(e) 桥道系

图2 原型桥截面示意

1.2 缩尺模型参数

缩尺模型选用长度、加速度以及弹性模量为控制

相似常数^[14],长度为1:30,加速度为1:1,弹性模量为1:4.3. 模型材料选用材性试验测得平均弹性模量为8 023 Mpa的C25微粒混凝土,具体相似关系及相似常数见表1. 为了提高精度,在缩尺过程中进行简化处理. 将主要研究对象(主拱圈及拱上立柱)两侧的引桥结构进行部分截断简化处理,将原型桥面及拱桥箱形截面缩尺后,根据缩尺后截面的面积、竖向和横向的抗弯刚度等效进行设计,缩尺模型主视图以及选择确定截面形式如图3-4所示. 原型桥及缩尺模型使用材料对照表见表2.

表1 模型主要相似关系及相似常数

物理性能	物理参数	相似关系	相似常数
几何性能	几何长度 l	S_l	0.03
材料性能	弹性模量 E	S_E	0.23
	质量密度 ρ	$S_l = S_E / (S_l \cdot S_a)$	6.98
	应力 σ	$S_\sigma = S_E$	0.23
动力性能	加速度 a	S_a	1.00
	时间 t	$S_t = \sqrt{S_l / S_a}$	0.18
	频率 f	$S_f = 1/S_t$	5.58

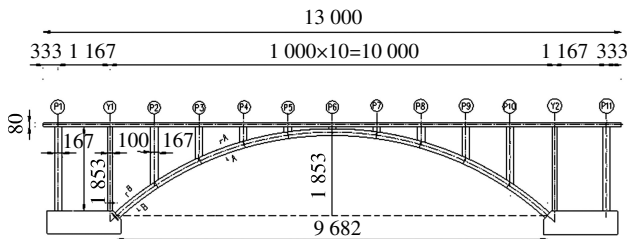
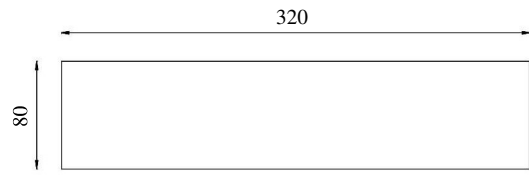
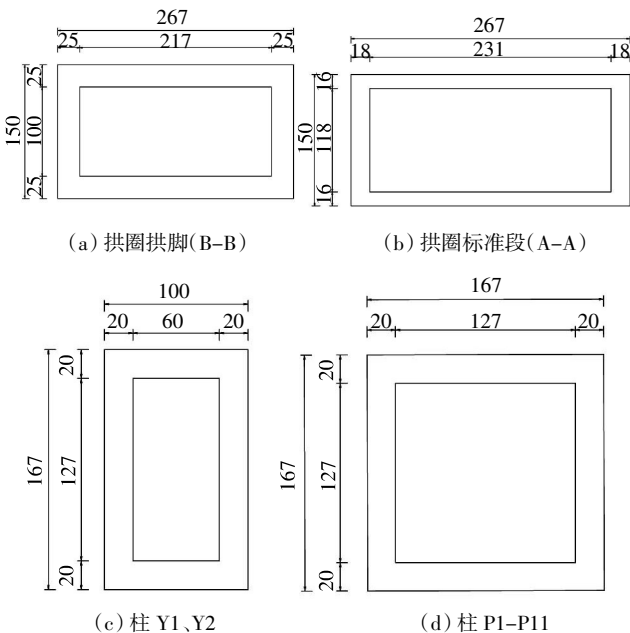


图3 缩尺模型主视图



(e) 桥道系

图4 缩尺模型截面示意

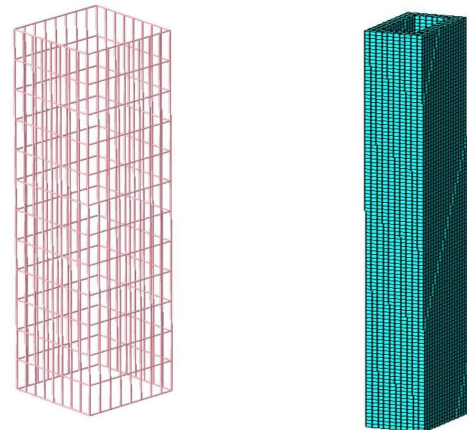
表2 原型桥及缩尺模型主要结构材料

材料类型	构件	原型材料	模型材料
混凝土	主拱圈	C50	C25 微粒混凝土
	拱上立柱	C40	C25 微粒混凝土
	桥道系	C40	C25 微粒混凝土
纵向钢筋	主拱圈	HRB500	镀锌铁丝
	拱上立柱	HRB500	镀锌铁丝
	桥道系	HRB400	镀锌铁丝
箍筋	所有箍筋	HRB400	镀锌铁丝

2 数值建模及参数选择

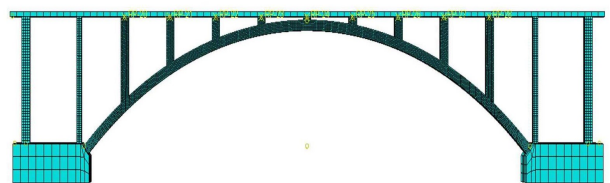
2.1 数值建模

本文对原型桥进行缩尺后利用ABAQUS有限元软件进行建模,其中用桁架单元(Truss)模拟镀锌铁丝,选择实体单元(Solid C3D8R)模拟混凝土,如图5所示. 分析模型中使用的单元类型和数量见表3.



(a) 钢筋笼

(b) 混凝土



(c) 缩尺模型

图5 有限元模型

表 3 分析模型中使用的单元类型和数量

部件	单元类型	单元形状	元素数量
桥面	C3D8R	六面体	267
拱和柱	C3D8R	六面体	60 486
桥面钢筋	T3D2	线	3 689
立柱钢筋	T3D2	线	18 882
拱圈钢筋	T3D2	线	8 746
底座	C3D8R	六面体	408

2.2 钢筋本构的选择

在可用的钢筋本构模型中双折线模型考虑钢材包辛格效应和应变硬化效应. 三折线模型转折点存在突变情况. 指向峰值模型主要考虑循环加载过程中反向加载和再加载的刚度软化情况. 捏拢模型需要表征捏拢现象的参数等情况. 综合考虑本文选择双折线模型作为钢筋本构,因其形式简单,所需参数明确且在弹塑性地震中应用较为广泛(见图 6).

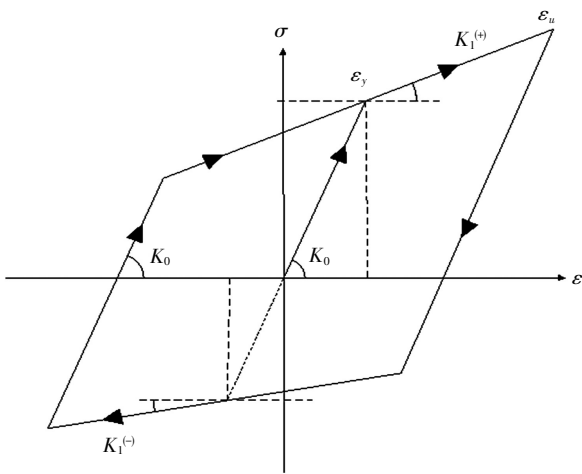


图 6 双折线本构模型

双折线模型参数与单向加载的骨架曲线参数相同,双折线模型的初始弹模、屈服后弹模及屈服强度可按如下方式确定,即

$$K_1 = 0.01K_0 \quad (1)$$

$$\varepsilon_y = \frac{\sigma_y}{E_1} \quad (2)$$

$$\varepsilon_u = \varepsilon_y + \frac{(\sigma_u - \sigma_y)}{E_1} \quad (3)$$

其中: K_0 为初始弹性模量; K_1 为屈服后弹模; σ_y 、 σ_u 分别表示屈服应力和极限应力; ε_y 、 ε_u 则表示屈服应变和极限应变。

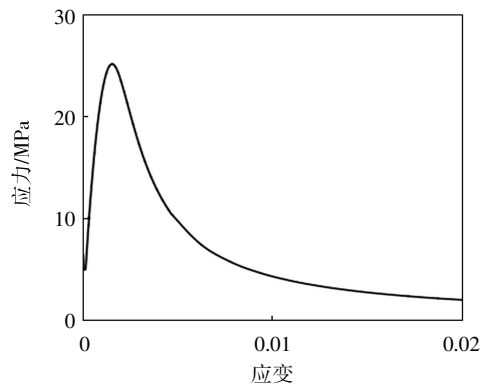
根据式 1、式 2、式 3 计算可得钢筋的本构参数,如表 4 所示。

表 4 钢筋本构参数

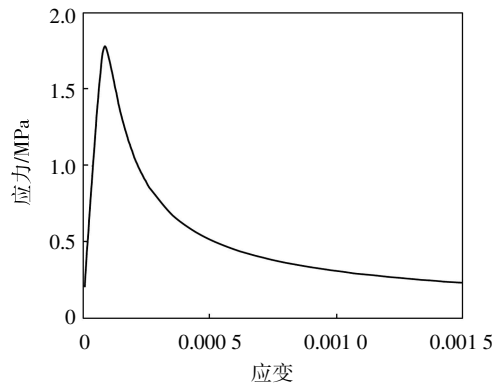
应力/MPa	弹性模量/MPa	应变	塑性应变
300	200 000	0.001 4	0
400	200 000	0.051 4	0.05

2.3 混凝土本构模型

混凝土本构关系根据《混凝土结构设计规范》GB50010—2020 进行计算确定输入应力、非弹性应变、拉伸和压缩恢复参数,根据 Sidiroff 能量等价原理计算拉伸和压缩损伤因子. 混凝土抗压抗拉应力应变关系,如图 7 所示。



(a) 抗压强度曲线



(b) 抗拉强度曲线

图 7 混凝土本构关系曲线

混凝土塑性损伤模型(CDP)被广泛用于模拟混凝土的表现,该模型能够考虑到压缩和拉伸情况下非弹性变形,其参数如表 5 所示. 在本研究中,压缩和拉伸恢复系数分别取 $\omega_c = 0.3, \omega_t = 0$, 压缩刚度可以恢复,拉伸刚度不能恢复。

表 5 混凝土塑性损伤模型参数

膨胀角/(°)	偏心率	f_{10}/f_{c0}	K	黏性参数
31	0.1	1.16	0.667	0.000 1

3 运动方程及地震波的选择

依据达朗贝尔原理,多自由度的机构在收到一致激励的条件下的运动方程一般可写为

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = -M\ddot{e}xg(t) \tag{4}$$

其中: x, \dot{x}, \ddot{x} 、分别代表待求解的位移、速度、及加速度; M, C, K 分别代表总体质量矩阵、阻尼和刚度矩阵; e 是惯性力指示向量.而非一致激励作用下的运动方程则为

$$\begin{bmatrix} M_{ss} & M_{sb} \\ M_{sb} & M_{bb} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{X}_s \\ \ddot{X}_b \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sb} \\ C_{sb} & C_{bb} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{X}_s \\ \dot{X}_b \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sb} \\ K_{sb} & K_{bb} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X_s \\ X_b \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ f_b \end{bmatrix} \tag{5}$$

其中: X_s 代表非支撑点的位移; X_b 代表支撑点处位移; f_b 代表地面作用于基础的 N 个力^[15].地震波的输入有三种方式:①质量加速度法,即将质量转化为加速度;②底部位移法,即直接输入位移模拟地震波动反应;③底部加速度法.采用统计到的实际地震波加速度时程曲线,根据时间和加速度相似关系进行调整,根据波速和跨度确定两侧拱脚,输入地震波的时差,最后将调整后的地震波时程曲线从两侧拱脚底座底部先后以加速度形式进行输入.利用 ABAQUS 隐式求解,地震波选取二类场地使用的兰州波,根据时间常数(0.18)将时长为 20 s 的地震波缩放为 3.6 s,峰值调整为 0.1 g,如图 8 所示.二类场地的波速通常在 500 m/s 以下,而在《建筑抗震设计规范》中以土层剪切波速和场地覆盖厚度为准,在实际工程中,覆盖土层稍有变化会导致波速变化较大,考虑波速在不同场地中的易变性以及更大波速可能会使得结构出现激发不同的振型式使得结构出现更大的响应,为了对行波效应进行全面的分析,选取波速超过 500 m/s.

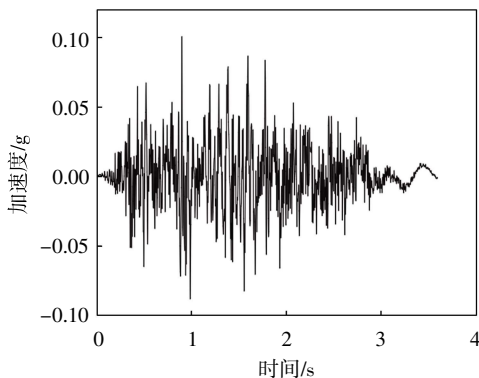


图 8 兰州波时程曲线

4 数值模拟结果分析

4.1 模型验证

将试验采集的数据进行处理,得到试件模型与有限元模型自振频率对比见表 6.从试验和数值模拟得到的振型上可以看出,试验和数值模拟的自振频率总体误差在允许范围之内且阵型一致,因此,通过 ABAQUS 软件较准确地模拟在行波效应作用下该模型的反应,即验证了数值模拟的有效性.上乘式钢筋混凝土拱桥振动台试验布置如图 9 所示.

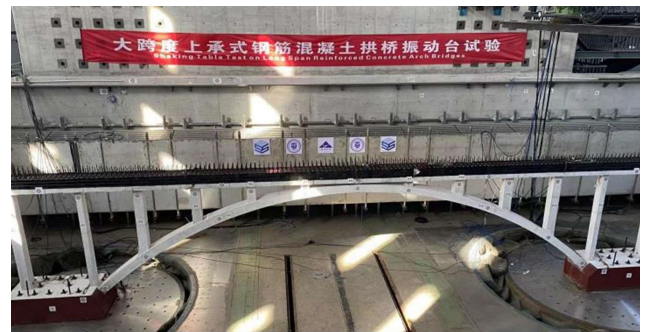


图 9 上承式钢筋混凝土拱桥振动台试验布置

表 6 实测频率与数值模拟频率对比

实测频率/Hz	模拟频率/Hz	误差/%	振型
2.3	2.5	8	正对称横弯
3.8	4.3	13	反对称扭转
5.4	5.2	3	正对称横弯带扭转
7.7	8.5	10	反对称横弯
10.3	8.7	12	纵飘
10.4	13.1	6	横弯带扭转
14.4	13.4	7	正对称竖弯
18.4	16.6	9	纵飘带竖弯
22.7	20.7	8	反对称横弯带扭转
25.2	23.9	5	正对称竖弯

4.2 轴力分析

行波效应作用下轴力计算结果如表 7 所示,一致激励的结果在表格中以 $V=\infty$ 表示.轴力比表示每种工况下各截面轴力与一致激励工况下轴力的比值,如图 10 所示.

总体看,行波效应作用下的轴力要比一致激励下的轴力大,而行波效应下的轴力与一致激励作用下的比值随着波速的增加整体呈现下降的趋势,最终趋于一致激励的轴力.

行波效应对 1/2 截面的影响最大,1/2 截面轴力是一致激励作用下的 1.8 倍,行波效应作用明显.在行

表 7 轴力最大值计算结果

波速/(m·s ⁻¹)	左拱脚/ N	1/4 截面/ N	1/2 截面/ N	3/4 截面/ N	右拱脚/N
V = 150	-40 590	-39 870	-35 610	-37 410	-38 280
V = 300	-33 956	-33 462	-28 925	-31 993	-32 877
V = 600	-31 380	-30 732	-26 688	-30 000	30 780
V = 1 000	-27 160	-26 650	-22 050	-24 780	-25 260
V = 1 500	-27 690	-27 150	-22 650	-25 590	-26 320
V = 2 000	-28 120	-26 550	-27 470	-23 060	-22 580
V = ∞	-26 210	-25 680	-21 070	-23 170	-23 620

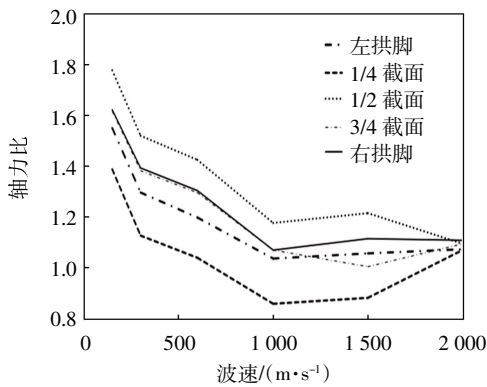


图 10 波速对拱圈轴力的影响

波效应的作用下是对拱桥轴力不利的,其中左侧拱脚轴力随波速的增加由一致激励的 1.55 倍降到 1.07 倍;1/4 截面轴力随波速的增加由一致激励的 1.39 倍降到 1.07 倍;1/2 截面轴力随波速的增加由一致激励的 1.8 倍降到 1.09 倍;3/4 截面轴力随波速的增加由一致激励的 1.61 倍降到 1.09 倍;右侧拱脚轴力随波速的增加由一致激励的 1.62 倍降到 1.11 倍,虽然对于拱圈 1/2 截面来说影响最大,但是拱脚截面的轴力比 1/2 截面的轴力大,行波下的拱脚轴力与一致输入的拱脚轴力的误差不能忽略,所以在计算拱圈轴力时必须要考虑行波效应的作用.由于篇幅的关系,下面仅给出一致激励与波速 $V = 150 \text{ m/s}$ 行波效应作用下的轴力时程曲线,如图 11 所示.

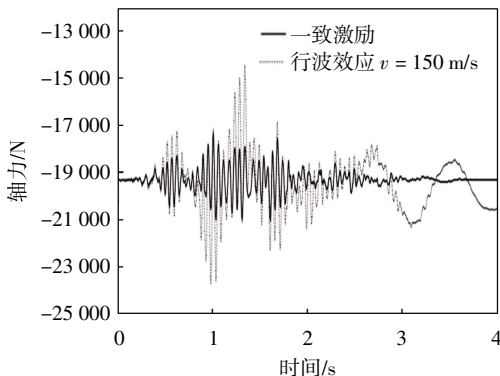


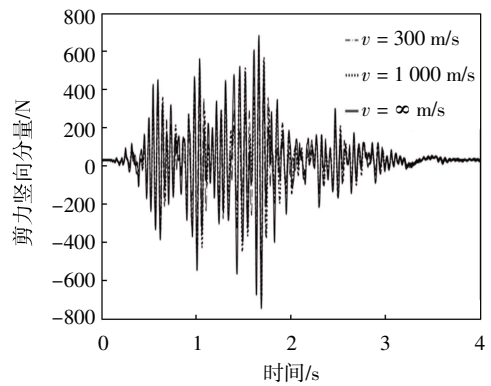
图 11 一致激励与行波效应时程曲线对比

4.3 剪力竖向分量分析

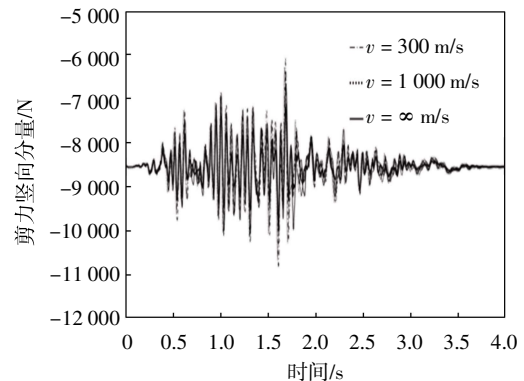
行波效应作用下剪力竖向分量的计算结果如表 8 所示,由于篇幅的关系,下面仅给出 1/4 截面以及 1/2 截面在波速 300 m/s 和 1 000 m/s 的时程曲线,如图 12 所示.

表 8 剪力竖向分量最大值计算结果

波速/(m·s ⁻¹)	左拱脚/ N	1/4 截面/ N	1/2 截面/ N	3/4 截面/ N	右拱脚/N
V = 150	-20 410	-10 210	538	10 110	19 240
V = 300	-20 300	-9 950	618	9 945	18 960
V = 600	-20 120	-10 100	631	9 991	19 230
V = 1 000	-20 490	-10 330	723	9 846	18 580
V = 1 500	-20 540	-10 690	507	10 210	19 280
V = 2 000	-20 670	-10 830	473	10 200	19 250
V = ∞	-19 850	-9 891	743	9 043	18 470



(a) 1/2 截面剪力竖向分量时程曲线



(b) 1/4 截面剪力竖向分量时程曲线

图 12 关键截面剪力竖向分量时程曲线

与一致激励相比,在两侧拱脚截面和 1/2 截面竖向剪力变化不大,在 1/4 截面最大剪力也只增加了 9%,3/4 截面的最大剪力增加了 4%.在各个波速条件下的剪力峰值与一致激励作用下的峰值出现时间基本一致,在相同波速条件下,两侧拱脚的剪力显著大于其他截面,总体来说行波效应对于结构整体的竖向剪力

影响不大。

4.4 面内弯矩响应

弯矩计算结果如表9所示,弯矩比表示每种工况下各截面弯矩与一致激励工况下的比值,如图13所示。

表9 面内弯矩最大值计算结果

波速/ (m·s ⁻¹)	左拱脚/ (N·mm)	1/4 截面/ (N·mm)	1/2 截面/ (N·mm)	3/4 截面/ (N·mm)	右拱脚/ (N·mm)
V = 150	913 100	-471 400	1 021 000	-475 800	1 231 000
V = 300	855 690	-460 800	1 015 000	-467 700	1 038 000
V = 600	553 200	-364 000	777 500	-334 000	648 700
V = 1 000	745 700	-601 700	949 700	-556 500	942 600
V = 1 500	799 500	-377 700	898 100	-277 200	824 900
V = 2 000	727 100	-484 500	787 000	-367 700	859 300
V = ∞	539 500	-378 700	507 200	-387 600	770 700

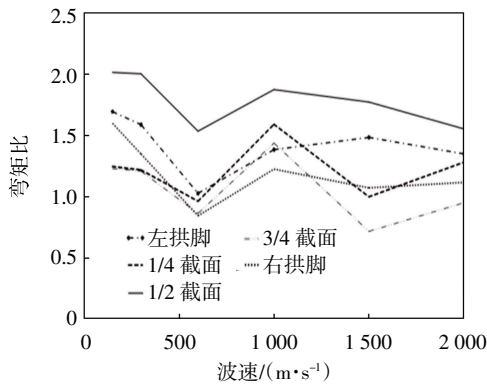


图13 波速对拱圈弯矩的影响

从各个截面与一致激励比值图中能看出,拱圈各个截面弯矩随波速变化比较明显,与拱圈轴力和竖向剪力不同,拱圈截面弯矩随波速的增大呈现出先减小再增大随后再次减小的趋势,最终趋于平稳.拱圈的左侧拱脚、右侧拱脚及二分之一截面的变化相似,而1/4截面和3/4界面的变化趋势更为相近。

在行波效应作用下,两侧拱脚弯矩与一致激励比值变化范围在1.02到1.7倍之间,1/4截面在1到1.27倍之间变化,3/4截面在1.2到1.4倍之间变化,而1/2截面在1.53到2.1倍之间变化.从中可以看出行波效应对于1/2截面的面内弯矩影响最大,次之是两侧拱脚,之后是3/4和1/4截面。

从剪切波速上看,1/4截面和3/4截面在波速到达600 m/s即相位差0.5 s时弯矩响应最大,而左右拱脚截面和1/2截面则在波速为150 m/s时响应最大。

4.5 位移分析

各截面在不同试波速下位移计算结果的最大值如表10所示。

表10 位移最大值计算结果

波速/(m·s ⁻¹)	左拱脚/ mm	1/4 截面/ mm	1/2 截面/ mm	3/4 截面/ mm	右拱脚/ mm
V = 150	0.16	1.38	2.62	1.15	0.19
V = 300	0.15	1.36	2.52	1.12	0.18
V = 600	0.15	0.90	1.90	0.70	0.18
V = 1 000	0.14	0.65	1.60	0.50	0.17
V = 1 500	0.14	0.63	1.60	0.50	0.16
V = 2 000	0.14	0.60	1.60	0.48	0.16
V = ∞	0.14	0.58	1.50	0.40	0.16

通过表10可知,行波效应对于桥梁结构位移的影响是显著的,各截面的位移与波速成反比.当波速增大时各个截面的位移逐渐减小,当波速到2 000 m/s时趋近于一致激励的位移响应,当波速趋近于无穷大时,位移最小,波速为150 m/s时,左右拱脚截面位移变化不明显只比一致激励下的位移约增加16%,1/4截面增加了124%,1/2截面增加了160%,3/4截面增加了175%;波速相同时,位移最大的是1/2截面,说明了当地震波的传播速度较慢时,行波效应对结构位移的影响不可忽略.行波效应对于1/2截面的位移影响最大,对于1/4和3/4截面位移变化幅度影响最大;行波效应下1/4截面比一致激励位移增加了3%到124%,3/4截面比一致激励位移增加了20%到175%,而1/2截面只增加了7%到74%.在行波效应作用下1/4截面、1/2截面、3/4截面均需着重考虑。

5 结论

通过对比分析行波效应和一致激励作用下的结构响应,得出如下结论。

(1)在拱圈轴力方面,行波效应作用下的轴力要比一致激励下的轴力大,行波效应下的轴力与一致激励作用下的比值随着波速的增加而呈现下降的趋势,最终趋于一致激励的轴力.行波效应对于1/2截面的影响最大,1/2截面轴力是一致激励作用下的1.8倍.虽然在行波效应作用下对拱脚的轴力影响是最小的,但拱脚的轴力比拱顶的轴力大,行波效应下的拱脚轴力与一致激励输入下的拱脚轴力的误差是不能忽略的,在计算拱圈轴力时必须要考虑行波效应的作用。

(2)在拱圈竖向剪力方面,与一致激励相比,两侧拱脚截面和1/2截面竖向剪力变化不大,在1/4截面和3/4截面的最大剪力也只是略有增加,总体来说行波效应对于结构整体的竖向剪力影响不大.虽然拱脚的影响是最小的,但拱脚的轴力比拱顶的轴力大,行

波效应下的拱脚轴力与一致输入的拱脚轴力的误差是不能忽略的。

(3)在拱圈弯矩方面,拱圈各个截面弯矩随波速变化比较明显,拱圈截面弯矩随波速的增大呈现出先减小再增大随后再次减小最终趋于平稳的趋势。拱圈的左侧拱脚、右侧拱脚及 1/2 截面的弯矩变化趋势相似,而左右拱脚截面和 1/2 截面则在波速为 150 m/s 即相位差为 2 s 时响应最大。1/4 截面和 3/4 截面的变化趋势相近。在波速达到 600 m/s 即相位差 0.5 s 时弯矩响应最大。

(4)在拱圈位移方面,行波效应对于桥梁结构位移的影响是显著的,各截面的位移与波速成反比。当波速增大时各个截面的位移逐渐减小,波速相同时在 1/2 截面的位移最大,而对于 1/4 和 3/4 截面位移变化影响最明显,最高是一致激励的 2.7 倍,所以说当地震波的传播速度较慢时,行波效应对结构位移的影响不可忽略。

参考文献:

- [1] WATANABE E. Lessons from the 1995 Great Hanshin-Awaji earthquake: performance of concrete and steel bridge structures[J]. Journal of Civil Engineering, 1996, 2: 40-64.
- [2] 唐 堂,钱永久. 既有大跨度混凝土拱桥震害机理分析[J]. 地震工程学报, 2016, 38(5): 701-706.
- [3] 陈宝春. 钢管混凝土拱桥计算理论研究进展[J]. 土木工程学报, 2003, 36(12): 46-56.
- [4] 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.
- [5] 陈乐生. 汶川地震公路震害调查(桥梁)[M]. 北京:人民交通出版社, 2012.
- [6] 贾文涛,马博男. 考虑行波效应的钢管混凝土拱桥地震响应分析[J]. 四川建筑, 2022, 42(5): 193-196.
- [7] 叶刘克. 行波效应对连续刚构桥地震响应的研究[J]. 山西建筑, 2022, 48(21): 153-156.
- [8] 孙广龙,宋建永,亓路宽,等. 大跨径钢筋混凝土拱桥的地震时程响应分析[J]. 公路交通科技, 2007(3): 86-89.
- [9] YU X D, WANG C, JING H Q. Influence analysis of traveling wave effect on rail interaction of long-span suspension bridge [J]. Applied Sciences, 2022, 12(23): 12368-12369.
- [10] SÜLEYMAN A, AHMET C A, HASAN B, et al. Wave-passage effect on the seismic response of suspension bridges considering local soil conditions[J]. International Journal of Steel Structures, 2017, 17(2): 501-513.
- [11] YAN X, GEORGE C L. Traveling wave effect on the seismic response of a steel arch bridge subjected to near fault ground motions[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2007, 6(3): 245-257.
- [12] XIAO J L, WEI X K, WANG P, et al. Research on longitudinal seismic response of continuous welded rail on bridge with high-pier and long-span[J]. Advanced Materials Research, 2013, 838: 1063-1068.
- [13] EMADODDIN M F, SHAHROKH M. An investigation of the seismic behavior of a deck-type reinforced concrete arch bridge[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2017, 16(3): 609-625.
- [14] 柳国环,李宏男,林海. 结构地震响应计算模型的分析[J]. 工程力学, 2009, 26(2): 10-15.
- [15] 高月琪. 基于行波效应的大跨度钢筋混凝土组合拱桥地震响应分析[J]. 公路交通技术, 2015(1): 45-50.