

张磊, 韩强, 杜修力, 2009. 基于纤维模型的高墩连续刚构桥地震行波效应分析. 4 (3): 312—320.

基于纤维模型的高墩连续刚构桥 地震行波效应分析¹

张磊 韩强 杜修力

(北京工业大学城市与工程安全减灾省部共建教育部重点实验室, 北京 100124)

摘要 本文基于在 MSC.Marc 中加入纤维模型编制的 THUFIBER 程序的基础上, 分别采用纤维模型和三维实体单元模型模拟桥墩和上部结构, 建立高墩大跨连续刚构桥有限元模型。同时, 采用 2008 年汶川地震波, 分析了行波效应对四川某高墩大跨连续刚构桥非线性地震反应的影响。结果表明: 行波效应对高墩桥的墩顶位移和墩底剪力影响较大, 墩顶位移减小了 20%—50%; 而墩底剪力增大了 20%—30%。

关键词: 大跨度桥梁 纤维模型 地震响应 行波效应 高墩

引言

我国西部地区多为高地震烈度的山岭重丘区或黄土深壑, 地形、地貌和地质条件复杂, 山区桥梁结构通常采用多联连续梁或连续刚构, 下部一般为高墩, 且墩高相差悬殊, 属于典型的非规则桥梁。高墩桥梁结构复杂, 多采用薄壁空心墩, 长细比较大, 地震反应较中、低桥墩复杂。此外, 高墩大跨桥梁空间尺度大, 自振周期长, 在强震作用下由于变形过大而容易发生破坏, 通常表现为桥梁支座系统或局部构件的连接对大变形的不适应性, 缺乏空间变形能力, 特别是单柱式高桥墩情况更为突出。但是, 我国现行《公路工程抗震设计规范 (JTJ 004—89)》(中华人民共和国交通部部颁标准, 1990) 仅适用于跨径不超过 150m 的钢筋混凝土和预应力钢筋混凝土梁桥、圬工或钢筋混凝土拱桥的抗震设计。在桥墩墩高方面, 现行规范只对墩高不超过 30m 的桥梁抗震计算和设计作了相关的规定。在现行抗震规范中, 除欧洲规范考虑了地震动的空间变化外, 其余规范都采用一致地震动输入。地震现场的实测资料表明, 即使在 50m 的范围内, 地基各点振动的幅值和相位也有很大差别(梁爱虎等, 1996)。行波法是对大跨度桥梁采取非一致输入地震反应的有效方法, 假定地基条件一致, 地震波沿地表面以一定速度传播, 结构各支承点处地震波波形不变, 只是存在时间滞后和振幅衰减。尽管行波法因上述假设存在诸多局限性, 但它仍在一定程度上反映了地震波传播的基本特征。

¹ 基金项目 国家自然科学基金项目 (90715032, 50808105) 资助

[收稿日期] 2009-05-06

[作者简介] 张磊, 男, 生于 1983 年。硕士研究生。主要从事桥梁抗震方面的研究。Email: curious123@163.com

因此，基于行波法的多点输入在一定程度上反映了地震波的传播效应对大跨度桥梁的地震反应特性的影响。本文在通用有限元程序 MSC.Marc 中加入基于纤维模型编制的 THUFIBER 程序的基础上，采用纤维模型模拟钢筋混凝土高墩，上部结构则采用实体单元建模，分析行波效应对高墩连续刚构桥的地震反应影响。

1 钢筋混凝土桥墩的纤维模型

现阶段，我国高墩桥梁多为钢筋混凝土桥墩。在动力荷载作用下，桥墩的钢筋可能屈服，混凝土会开裂甚至会破碎，且桥墩受到的轴力将会发生变化，轴力和弯矩间复杂的耦合关系，将会明显影响桥墩的承载力和延性。大量已有研究表明，基于材料本构模型的钢筋混凝土杆件纤维模型，是分析此类结构非线性问题的较好方法（江见鲸等，2005）。因此，本文基于在通用有限元软件 MSC.Marc 基础上开发的纤维模型有限元程序 THUFIBER（叶列平等，2006），建立桥墩的有限元模型。THUFIBER 程序将构件截面划分成若干混凝土纤维或钢纤维（图 1），根据截面曲率和应变计算得到每根纤维的应变，再由应变根据钢筋和混凝土的滞回本构模型（图 2）得到纤维应力，最后积分得到截面的弯矩和轴力。由于采用了比较准确的材料本构模型，因而可以较好地模拟钢筋混凝土构件在复杂轴力下的强度、延性和滞回行为（陆新征等，2007）。

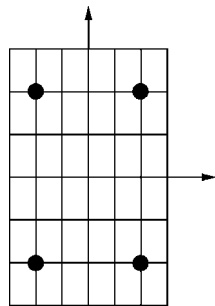
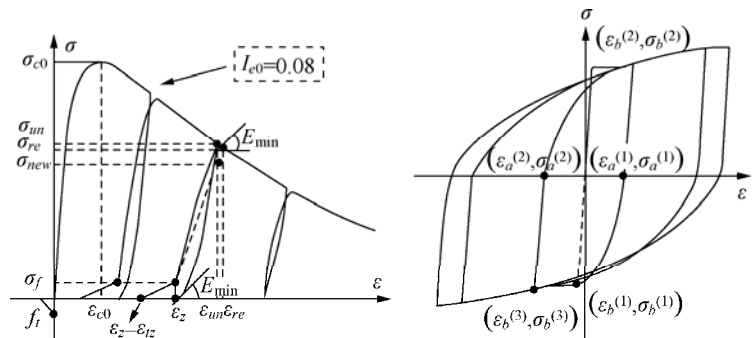


图 1 THUFIBER 程序中截面纤维划分
Fig.1 Fiber partition in THUFIBER program



(a) 混凝土本构模型

(b) 钢筋本构模型

图 2 THUFIBER 程序中混凝土及钢筋纤维的本构模型

Fig.2 Concrete and reinforced fiber constitutive model in THUFIBER program

2 多点激励的运动方程

对于大跨度桥梁结构，在多点非一致地震激励下，其运动方程与一致地震激励下的运动方程不同，其表达式为：

$$\begin{pmatrix} M_{ss} & M_{sb} \\ M_{bs} & M_{bb} \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{X}_s \\ \ddot{X}_b \end{Bmatrix} + \begin{pmatrix} C_{ss} & C_{sb} \\ C_{bs} & C_{bb} \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{X}_s \\ \dot{X}_b \end{Bmatrix} + \begin{pmatrix} K_{ss} & K_{sb} \\ K_{bs} & K_{bb} \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} X_s \\ X_b \end{Bmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ F_b \end{pmatrix} \quad (1)$$

式中， $\{X_b\}$ 、 $\{\dot{X}_b\}$ 、 $\{\ddot{X}_b\}$ 和 $\{X_s\}$ 、 $\{\dot{X}_s\}$ 、 $\{\ddot{X}_s\}$ 分别表示在地震激励下桥梁结构支座节点和非支座节点的绝对位移、速度和加速度向量； $\{F_b\}$ 表示地震动作用于桥梁结构支座节点的力。

展开式 (1) 的第一行可得:

$$[M_{ss}]\{\ddot{X}_s\}+[C_{ss}]\{\dot{X}_s\}+[K_{ss}]\{X_s\}=-[M_{sb}]\{\ddot{X}_b\}-[C_{sb}]\{\dot{X}_b\}-[K_{sb}]\{X_b\} \quad (2)$$

为求解方程 (1), 通常把结构的绝对位移分解成拟静力位移和动相对位移, 其中动相对位移由结构的动力响应引起, 而拟静力位移由结构支承点处的位移引起, 即:

$$\begin{Bmatrix} X_s \\ X_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} X_m \\ X_b \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} X \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (3)$$

式中, $\{X_m\}$ 表示因支承运动 $\{X_b\}$ 所引起的自由节点处的拟静力位移; $\{X\}$ 为自由节点相对于地面的动力位移。

由于 $\{K_{sb}\}$ 表示因支承单位位移在自由节点上产生的力, 而 $\{K_{ss}\}$ 表示自由节点单位位移所产生的力, 因此 $\{X_m\}$ 和 $\{X_b\}$ 满足条件

$$[K_{ss}]\{X_m\}+[K_{sb}]\{X_b\}=\{0\} \quad (4)$$

由此得到 $\{X_m\}$ 和 $\{X_b\}$ 的关系为:

$$\{X_m\}=-[K_{ss}]^{-1}[K_{sb}]\{X_b\} \quad (5)$$

将式 (3) 第一个方程代入式 (2), 则

$$[M_{ss}]\{X\}+[C_{ss}]\{\dot{X}\}+[K_{ss}]\{X\}=\{P(t)\} \quad (6)$$

其中, $\{P(t)\}$ 表示等效地震作用向量, 它的表达式为:

$$\{P(t)\}=-([M_{ss}]\{\ddot{X}_m\}+[M_{sb}]\{\ddot{X}_b\})-([C_{ss}]\{\dot{X}_m\}+[C_{sb}]\{\dot{X}_b\})-([K_{ss}]\{X_m\}+[K_{sb}]\{X_b\}) \quad (7)$$

式 (7) 右端第二项表示结构与支座的阻尼耦联, 由于比较小, 通常可以忽略。同时据式 (4) 和式 (5), 则式 (7) 可简化为:

$$\{P(t)\}=([M_{ss}][K_{ss}]^{-1}[K_{sb}]-[M_{sb}])\{\ddot{X}_b\} \quad (8)$$

3 实例分析

本算例以位于北京至昆明高速公路四川境内雅安至泸沽段栗子树大桥中的一联连续刚构为原型, 适当修改作为计算模型 (梁智垚, 2007)。全桥孔跨径布置为 50m+2×80m+50m, 其计算简图见图 3; 主梁为单箱单室变截面预应力混凝土箱梁, 其截面形式见图 4; 桥墩为薄壁空心方形墩, 其截面形式见图 5; 不同墩高的连续刚构墩柱基本参数见表 1。

本文在进行多点激励与行波效应分析时, 不考虑基础土-结构相互作用, 采用大质量法来模拟行波效应, 即在桥梁结构的支座节点上, 建立一个单元点质量单元, 给这一节点单元设定很大的质量 (通常为结构总质量的 100 万倍以上)。对结构进行动力分析时, 释放支座节点相应激励方向的自由度约束, 然后在支座节点激励方向施加很大的力, 这个力为质量单元的质量与地面加速度的乘积。通过这种方法, 可间接地把地面加速度施加到支座节点上。在通用有限元软件 MSC.Marc 进行数值模拟时, 高墩采用纤维模型来模拟, 主梁采用实体单元来模拟, 主梁与桥墩之间的连接采用软件中的 LINK100 单元 (可以约束节点的所有自由度), 而主梁与桥墩的连接和主梁模型如图 6 所示。全桥的有限元模型如图 7 所示。

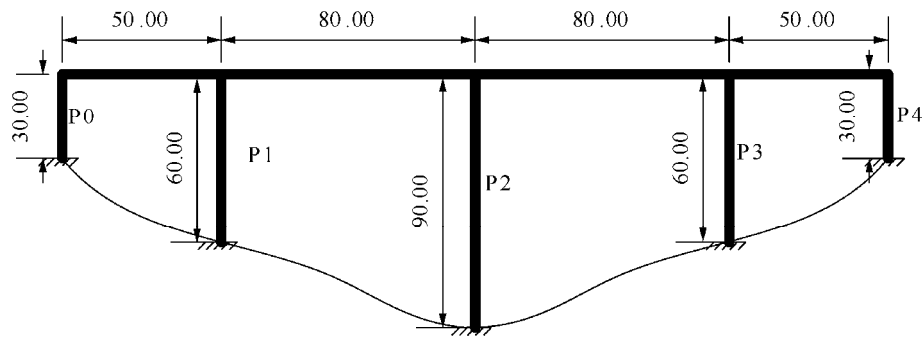


图3 桥梁计算图 (单位: m)

Fig.3 Sketch of bridge for calculation (unit: m)

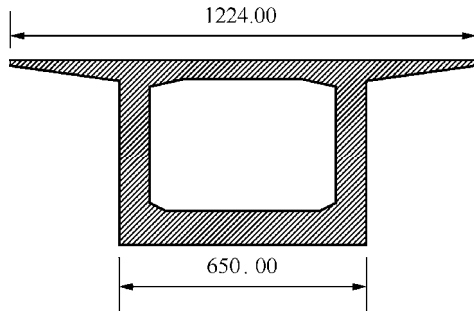


图4 主梁横截面图 (单位: cm)

Fig.4 Cross-section of girder (unit: cm)

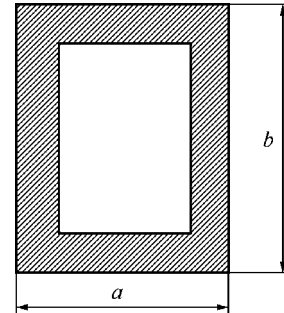


图5 桥墩横截面图

Fig.5 Cross-section of pier

表1 墩柱基本参数

Table 1 Basic parameters of piers

	30m 墩	60m 墩	90m 墩
边长 a (m)	3.5	4.5	5.5
边长 b (m)	6.5	6.5	6.5
厚度 d (%)	0.50	0.55	0.55
配筋率 (%)	1.309	1.190	1.196

3.1 全桥结构自振频率和振型

全桥自振频率和振型如图 8 所示, 括号中数值为该阶振型对应的自振频率值。由图 8 可知, 本桥的第 1 阶振型为体系纵向飘移, 基频较小, 为 0.46 Hz, 是第 2 阶振型的 63%, 第 4 阶振型的 27%, 该振型在所有振型中占有比较大的优势; 该桥第 2 到第 4 阶振型均为横弯, 横弯振型对高墩内力反应起比较大的作用。

3.2 地震波选取与工况

考虑到行波效应对高墩桥梁的地震反应影响, 以及桥梁所处地质地形条件等, 选用了 2008 年汶川地震波 (地点: 51JYC), 图 9 为其加速度时程和 Fourier 谱曲线。2008 年汶川地震波记录时间为 250s, 为了简化和减少计算时间, 同时也为了便于对比分析, 取中间的第 40s 至第 140s, 共 100s 进行计算, 时间间隔 0.005s, 分以下 4 种工况对行波效应进行分析。

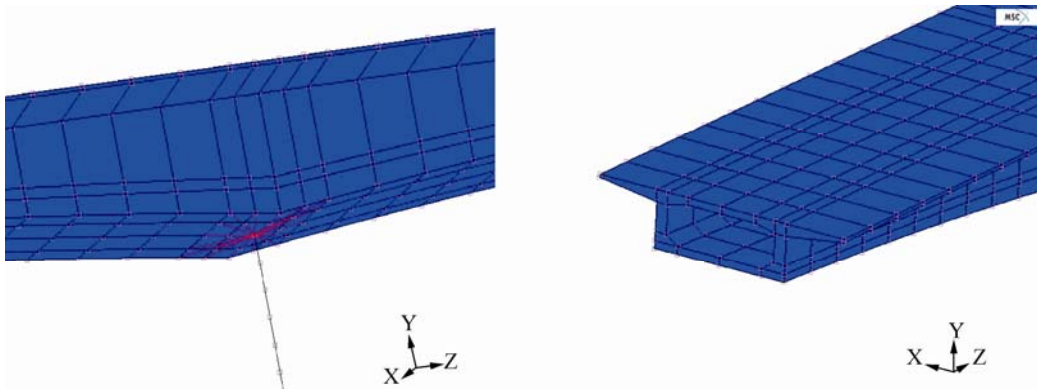


图 6 主梁与桥墩的连接及主梁模型

Fig.6 Link between main beam and pier, and main beam model

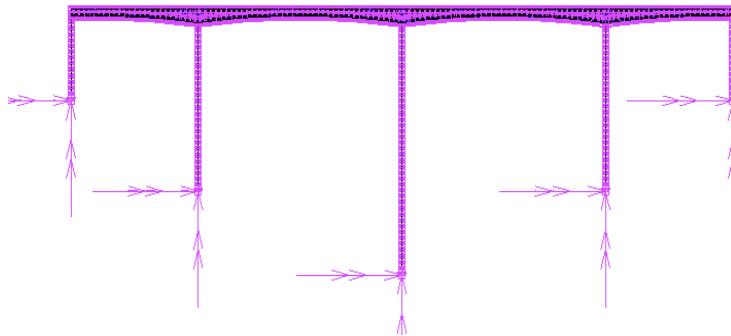


图 7 全桥的有限元模型

Fig.7 Finite element model of the bridge

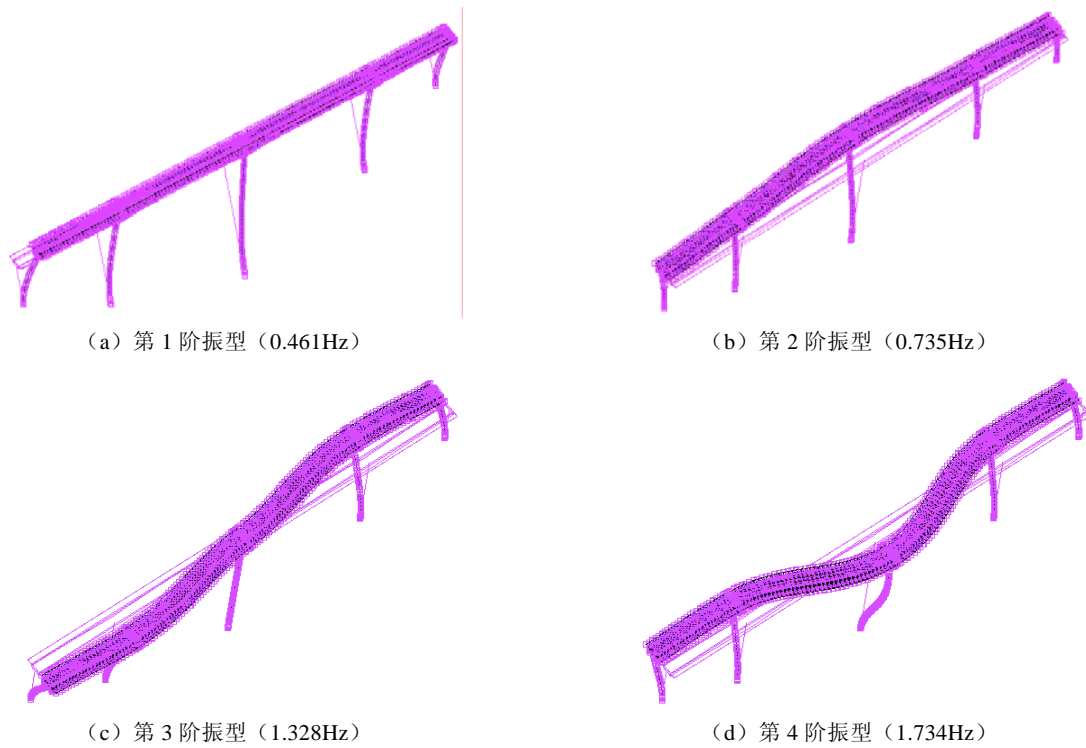


图 8 前四阶振型

Fig.8 The first 4 modal at 0.461Hz, 0.735Hz, 1.328Hz and 1.734Hz

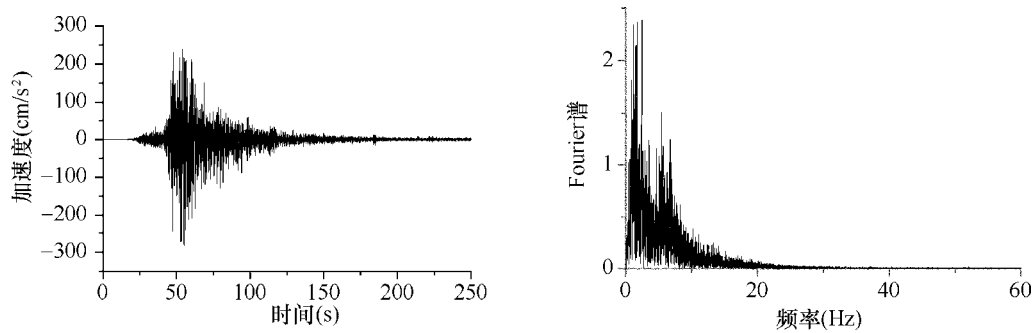


图9 汶川波的加速度时程曲线和 Fourier 谱

Fig.9 Time-history acceleration curve and Fourier spectrum of Wenchuan seismic waves

工况一：P1 墩滞后 0.1s，P2 墩滞后 0.26s，P3 墩滞后 0.42s，P4 墩滞后 0.52s；
 工况二：P1 墩滞后 0.06s，P2 墩滞后 0.17s，P3 墩滞后 0.28s，P4 墩滞后 0.34s；
 工况三：P1 墩滞后 0.05s，P2 墩滞后 0.13s，P3 墩滞后 0.21s，P4 墩滞后 0.26s；
 工况四：各墩一致输入。

3.3 考虑行波效应影响的地震反应

姜海鹏等(2001)、郑史雄等(1997)和马坤全(1997)的研究表明，高墩刚构桥在地震反应中上部结构受力较小，结构内力反应最大值基本都出现在墩底与墩顶处，桥墩的动力响应将对整个桥梁工程抗震起到关键的作用。因此本文对桥墩墩顶相对位移以及桥墩顶与墩底内力进行了分析。

(1) 墩顶纵向位移

分别计算了一致输入下和考虑行波效应下墩顶的纵向位移时程，中间桥墩的位移时程见图 10。计算结果表明：一致激励（工况四）时，各桥墩墩顶位移大致相等，这与主梁的横向刚度较大有关；无论一致激励还是考虑行波效应，可以很明显的看出纵向位移的衰减；当水平视波速为 1000m/s 时（工况三），各墩墩顶的纵向位移时程与一致激励（工况四）下大致相等；但当水平视波速为 500m/s（工况一）和 750m/s（工况二）时，各墩墩顶的纵向位移与一致激励相比有较大差别。其中工况一各墩墩顶的最大纵向位移分别为工况四的 60%、58%、56%、52%、49%；工况二各墩墩顶的最大纵向位移分别为工况四的 79%、80%、83%、82%、81%。可见，当地震波水平视波速较小时，行波效应对于桥梁桥墩的纵向位移的影响是有利的。

(2) 桥墩内力

分别计算了一致输入下和考虑行波效应时桥墩的受力情况，由于高墩桥梁多为弯曲破坏和剪切破坏，因此，抗震设计时更加关注桥墩所受弯矩和剪力的最大值，表 2 和表 3 分别列出了各个桥墩墩顶与墩底所受弯矩和剪力最大值（绝对值）。

通过以上分析结果可以看出，本桥在综合考虑一致激励和行波效应后，主墩弯矩最大值和剪力最大值都发生在 P2 墩墩底，也即最高墩的墩底，其中最大弯矩为 233137 kN·m，最大剪力值为 11267 kN；同时桥墩墩底所受的弯矩和剪力都大于墩顶的相关值，可见桥墩的墩底是地震分析时的危险截面，也即控制截面；P0 和 P4 墩顶弯矩和剪力随着水平视波速的增加而逐渐减小，其余各墩墩顶弯矩和剪力随着水平视波速的增加反而逐渐增大；而墩底的弯矩除最高墩 P2 墩以外，都随着水平视波速的增加而增大；各墩墩底的剪力随着水平视波速的增加却逐渐减小。

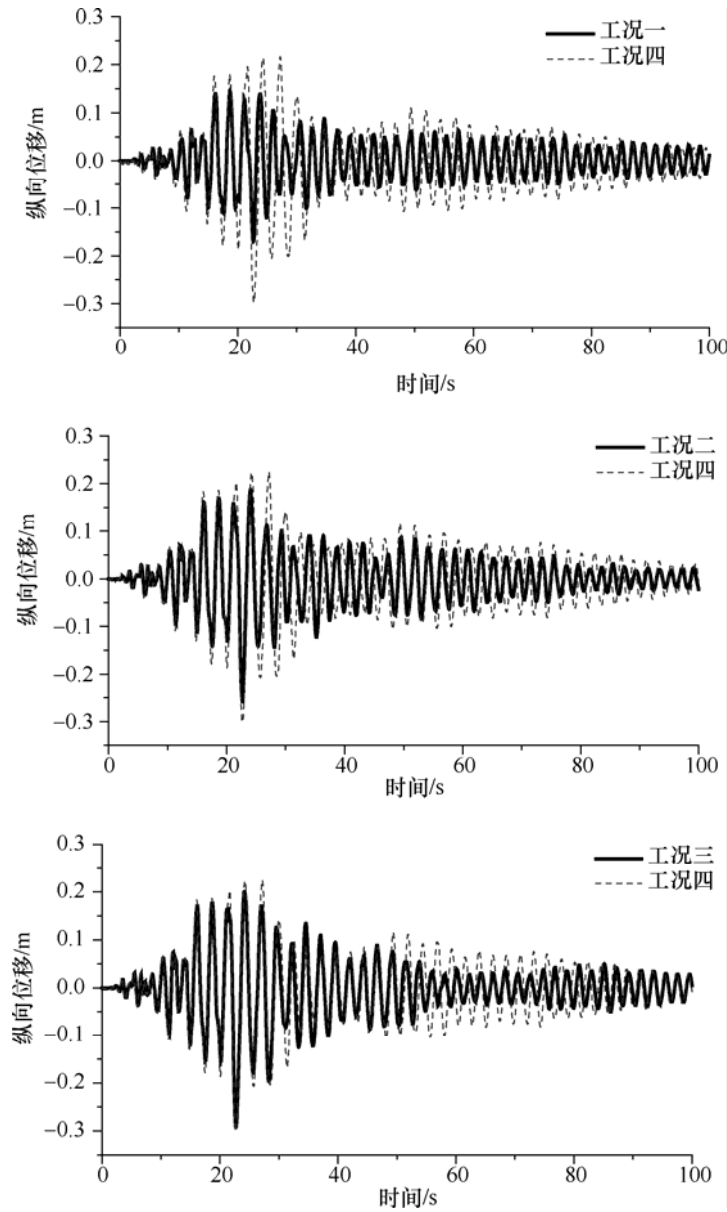


图 10 P2 墩墩顶的纵向位移时程

Fig.10 Horizontal displacement of the top of P2 pier

表 2 主墩墩顶截面地震反应结果

Table 2 Seismic response result of the top-section of piers

工况	P0 墩顶		P1 墩顶		P2 墩顶		P3 墩顶		P4 墩顶	
	弯矩 (kN·m)	剪力 (kN)	弯矩 (kN·m)	剪力 (kN)	弯矩 (kN·m)	剪力 (kN)	弯矩 (kN·m)	剪力 (kN)	弯矩 (kN·m)	剪力 (kN)
工况一	32428.80	3247.12	46684.90	4692.35	80554.80	8060.62	39861.30	3946.70	30897.60	3079.22
工况二	31310.10	3150.50	49631.10	4932.20	81968.10	8139.19	42873.70	4289.34	30632.30	3011.75
工况三	30370.20	3087.46	51776.90	5115.61	82353.40	8190.06	43179.20	4317.84	29281.30	2993.69
工况四	28773.80	2902.65	52210.10	5263.58	82902.30	8244.30	43609.80	4385.33	28684.40	2878.59

表 3 主墩墩底截面地震反应结果

Table 3 Seismic response result of the bottom-section of piers

工况	P0 墩底		P1 墩底		P2 墩底		P3 墩底		P4 墩底	
	弯矩 (kN·m)	剪力 (kN)	弯矩 (kN·m)	剪力 (kN)	弯矩 (kN·m)	剪力 (kN)	弯矩 (kN·m)	剪力 (kN)	弯矩 (kN·m)	剪力 (kN)
工况一	76559.10	3360.30	124796.00	6655.00	244086.00	13449.00	128635.00	6529.00	76195.50	3476.70
工况二	77523.60	3353.40	151268.00	3423.00	239227.00	12232.90	146907.00	6338.00	77947.50	3397.80
工况三	78553.50	3208.80	157472.00	6141.30	238761.00	12071.20	152171.00	6122.00	78339.50	3301.40
工况四	79833.20	3163.50	160154.00	5196.50	233137.00	11267.00	153255.00	4957.20	78526.30	3286.70

4 结论

本文基于纤维模型编制的 THUFIBER 程序基础上, 在通用有限元程序 MSC.Marc 中加入采用纤维模型和三维实体单元模型, 分别模拟钢筋混凝土桥墩和桥梁上部结构, 建立了高墩大跨连续刚构桥的有限元模型。并采用汶川地震记录, 针对四川境内某一实际桥梁, 分析了行波效应对其地震反应的影响, 获得了以下结论:

(1) 地震动行波效应对算例桥梁的位移影响较大。水平视波速为 500m/s 时, 各墩墩顶的最大纵向位移分别为一致激励时的 60%、58%、56%、52%、49%; 水平视波速为 750m/s 时, 各墩墩顶的最大纵向位移分别为工况四时的 79%、80%、83%、82%、81%。

(2) 在算例中, 最高墩 P2 墩底的弯矩和各墩墩底的剪力随着水平视波速的增加逐渐减小。由于目前工程实际中使用一致激励输入, 所以通常的设计方法是偏于不安全的。为此, 在进行高墩桥梁抗震设计时, 建议考虑行波效应的影响。

(3) 考虑地震动的行波效应时, 与一致激励比较, 结构的动力反应在某些区段、某些截面上可能加大, 也可能降低, 这种情况在本算例主墩的弯矩和剪力中都有体现, 说明地震动的行波效应对结构反应较为复杂, 其影响与结构的特性、计算峰值和截面位置等因素有关。

参考文献

- 江见鲸, 陆新征, 叶列平, 2005. 混凝土结构有限元分析. 北京: 清华大学出版社.
- 姜海鹏, 王航, 杨庆山, 2001. 空间变异地震作用下大型连续刚构桥的延性性能研究. 铁道工程学报, **6** (2): 37—46.
- 梁爱虎, 陈厚群, 侯顺载, 1996. 随机地震动场激励下拱坝多点输入的抗震可靠度分析. 地震工程与工程振动, **16** (1): 49—59.
- 梁智垚, 2007. 非规则高墩桥梁抗震设计理论研究. 上海: 同济大学.
- 陆新征, 叶列平等, 2007. 考虑地震行波效应大型高架桥梁破坏模拟. 工程抗震与加固改造, **29** (3): 1—5.
- 马坤全, 1997. 连续刚架桥抗震延性分析. 上海铁道大学学报 (自然科学版), **18** (4): 6—16.
- 叶列平, Qazi A.U., 马千里, 陆新征, 2006. 高强钢筋对框架结构抗震破坏机制和性能控制的研究. 工程抗震与加固改造, **28** (1): 18—24.
- 郑史雄, 奚绍中, 杨建忠, 1997. 大跨度刚构桥的地震反应分析. 西南交通大学学报, **32** (6): 586—592.
- 中华人民共和国交通部部颁标准, 1990. 公路工程抗震设计规范 (JTJ004-89). 北京: 人民交通出版社.

Seismic Traveling Wave Effect of Continuous Rigid-frame Bridge with High Piers Base on Fiber Model

Zhang Lei, Han Qiang and Du Xiuli

(The Key Lab. of Urban Security and Disaster Engineering of Ministry of
Education, Beijing University of Technology, Beijing 100124, China)

Abstract In this paper, with application of THUFIBER program, fiber model is used to simulate bridge piers and solid element is used to simulate the superstructure in program MSC.Marc. The effects of traveling wave on the nonlinear seismic response of long-span continuous rigid-frame bridge with high piers are analyzed under 2008 Wenchuan earthquake wave excitation. Out results show that traveling wave has a great effect on displacement and shear force of high piers of the bridge. The displacement of top of pier decreases 20% to 50% and shear force at base of pier increases 20% to 30%.

Key words: Long-span bridge; Fiber model; Seismic response; Traveling wave effect; High pier