

文章编号:1673-2049(2016)04-0060-09

考虑波速影响的斜拉桥非一致激励地震响应研究

张 凡, 颜晓伟, 李 帅, 王景全

(东南大学 混凝土及预应力混凝土结构教育部重点实验室, 江苏 南京 210096)

摘要:为研究地震波传播速度对大跨度斜拉桥地震响应的影响,以某主跨跨长 406 m 的双塔钢箱梁斜拉桥为研究对象,建立动力有限元模型。对非一致地震激励输入方法进行理论分析,对比研究了相对运动法、大刚度法和大质量法的计算特点。通过对视波速无穷大时非一致激励法与一致激励法的计算结果进行对比,校验地震动输入方法的正确性。在此基础上,分别选择天津地震波、El Centro地震波和汶川地震波,根据软土区和岩石区地震波传播特点,对视波速在 $50 \sim 4\,000 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$ 之间的不同波速工况进行计算。结果表明:波速对斜拉桥地震响应有显著影响,软土区视波速对结构影响更加突出,对位于深厚软土区的大跨度斜拉桥进行行波效应分析时,需要关注结构的内力和位移响应,而岩石区仅需关注结构的内力响应。

关键词:桥梁工程;相对运动法;大跨度斜拉桥;行波效应;多点激励;视波速

中图分类号:U448.27

文献标志码:A

Effects of Wave Velocities on Seismic Response of Cable-stayed Bridge Under Asynchronous Excitation

ZHANG Fan, YAN Xiao-wei, LI Shuai, WANG Jing-quan

(Key Laboratory of Concrete and Prestressed Concrete Structures, Ministry of Education, Southeast University, Nanjing 210096, Jiangsu, China)

Abstract: In order to investigate the effects of propagation velocity of ground motions on the seismic response of cable-stayed bridge, a cable-stayed bridge with span length of 406 m was taken as an example and the dynamic finite element model was built. The multi-support excitation method was analyzed theoretically, and the characteristics of the relative motion method, the large mass method and the large stiffness method were compared. When the current wave velocity is infinity, the calculation results under asynchronous excitation were compared with those under uniform excitations to verify the accuracy of the method of ground input. On this basis, considering the different characteristics of ground motions in soft soil area and rock area, Tianjin wave, El Centro wave and Wenchuan wave were chosen with different propagation velocities ranging from $50 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$ to $4\,000 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$. The results show that different velocities have significant influence on seismic response of cable-stayed bridge, and the influence of apparent wave velocity on structure is more prominent in soft soil area. The internal force and displacement should be considered when long-span cable-stayed bridge in deep soft soil area is analyzed, while the internal force will be only concerned in rock area.

Key words: bridge engineering; relative motion method; long-span cable-stayed bridge; wave-

收稿日期:2016-01-21

基金项目:国家自然科学基金项目(51378110);江苏省“六大人才高峰”项目(JZ-007)

作者简介:张 凡(1991-),男,甘肃白银人,工学博士研究生,E-mail:seuzhangfan@qq.com.

passage effect; multi-support excitation; apparent wave velocity

0 引言

由于斜拉桥跨度大,自振周期长,考虑到地震动的空间变异性特征,一致激励已不能满足工程抗震需求,采取非一致激励分析方法可更好地反映出结构响应规律。Housner^[1]很早注意到了这一问题,1965年Bongdanoff等^[2]率先研究了行波效应对大跨度结构的影响。直到1980年,Pandey等^[3]开始尝试研究斜拉桥多点激励的问题。1983年项海帆^[4]以天津永和桥为对象进行了斜拉桥的行波效应研究,认为支承处的非同步激励使动力反应部分减小甚多,行波效应对于飘浮体系的斜拉桥是有利的。1992年Nazmy等^[5]分别对主跨跨长335 m和跨长670 m的斜拉桥进行了分析,认为行波效应在低波速区会增大斜拉桥的地震响应,且行波效应对大跨柔性斜拉桥影响并不明显。2010年武芳文等^[6]采用随机振动分析方法,选取4种不同的视波速对苏通大桥进行了行波效应分析,研究表明行波效应的影响与结构自身动力特性、视波速、构件位置及研究响应类型(位移与内力)均有明显相关性。以上学者以视波速为单一参数,分析了行波效应对结构地震响应的影响,但均未关注场地类型不同所引起的结构响应的差异。近些年,各国学者已关注到场地条件对结构响应的影响。Soyluk等^[7]将场地条件划分为硬土区、中等土区和软土区,选取200~1 800 m·s⁻¹的视波速区间,采用随机振动方法对某主跨跨长344 m的斜拉桥做了行波效应分析。许莉等^[8]对一主跨跨长680 m的斜拉桥进行了行波效应分析,视波速变化区间为100~3 000 m·s⁻¹,并按4种不同的场地情况进行结构响应分析。陈幼平等^[9]认为视波速与场地条件是相关的,视波速区间随着场地条件变化,基于此对天津永和桥进行了3D行波效应研究,发现斜拉桥在考虑行波效应的三向正交地震作用下关键截面的位移和内力均增大。综上所述,各国学者对大跨度斜拉桥多点激励下的地震响应研究所得结论迥异,且在考虑场地条件的行波效应分析时,大多学者将视波速和场地条件作为不相关的参数来考虑。因此,有必要研究场地差异和行波效应对大跨结构地震响应的影响规律。

为研究行波效应对大跨度斜拉桥地震响应的影响,首先对比分析了非一致地震激励输入方法(相对运动法、大刚度法和大质量法)的计算特点。在此基

础上,以某175.4 m+406 m+175.4 m的双塔双索面斜拉桥为工程背景,采用通用有限元软件MI-DAS/Civil建立动力有限元模型,通过对视波速无穷大时非一致激励法计算结果与一致激励法计算结果进行对比,校验地震动输入方法的正确性。以天津地震波、El Centro波和汶川波作为地震动输入,根据软土区和岩石区地震波传播特点,将软土区视波速分为50~250 m·s⁻¹之间的6种工况,岩石-软土过渡区视波速分为250~2 000 m·s⁻¹之间的5种工况,岩石区视波速分为2 000~4 000 m·s⁻¹之间的3种工况进行计算,以研究场地条件和视波速对斜拉桥地震响应的影响程度。

1 非一致地震激励输入方法

一致激励作用下结构的动力平衡方程为

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = R \quad (1)$$

式中: M 为体系质量矩阵; C 为体系阻尼矩阵; K 为体系刚度矩阵; R 为外荷载向量; U 为节点位移向量; \dot{U} 为节点速度向量; \ddot{U} 为节点加速度向量。

非一致激励分析时,将结构的自由度分为有地震输入的支承点自由度和无地震输入的非支承点自由度,则结构动力平衡方程^[10-13]为

$$\begin{bmatrix} M_{ff} & 0 \\ 0 & M_{ss} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{U}_{ff} \\ \ddot{U}_{ss} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ff} & C_{fs} \\ C_{sf} & C_{ss} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{U}_{ff} \\ \dot{U}_{ss} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ff} & K_{fs} \\ K_{sf} & K_{ss} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} U_{ff} \\ U_{ss} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ R_{ss} \end{bmatrix} \quad (2)$$

式中:下标f表示与自由节点相关的项;下标s表示与支承节点相关的项。

根据求解式(2)所采用的数值计算方法的不同,非一致激励下的时程分析方法可以分为相对运动法、大刚度法和大质量法。

1.1 相对运动法

相对运动法^[14]计算中将自由节点的绝对位移分解为相对动力位移 U_{ff}^d 和拟静力位移 U_{ff}^s 两部分,即

$$\begin{bmatrix} U_{ff} \\ U_{ss} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} U_{ff}^d \\ 0 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} U_{ff}^s \\ U_{ss}^s \end{bmatrix} \quad (3)$$

其中拟静力位移为

$$U_{ff}^s = -K_{ff}^{-1} K_{fs} U_{ss}^s = Q U_{ss}^s \quad (4)$$

$$Q = -K_{ff}^{-1} K_{fs} \quad (5)$$

式中: Q 为影响矩阵。

将式(3)、(4)代入式(2)得

$$M_{ff} \ddot{U}_{ff}^d + C_{ff} \dot{U}_{ff}^d + K_{ff} U_{ff}^d = -M_{ff} \ddot{Q} U_{ss}^s -$$

$$(C_{ff}Q-C_{fs})\dot{U}_{ss}^s \tag{6}$$

假设阻尼力与相对速度成正比,即 $\dot{U}_{ss}^s=0$,则式(6)可简化为

$$M_{ff}\ddot{U}_{ff}^d+C_{ff}\dot{U}_{ff}^d+K_{ff}U_{ff}^d=-M_{ff}Q\ddot{U}_{ss}^s \tag{7}$$

考虑行波效应时直接输入不同的加速度,即式(7)等号右侧的加速度时程 \ddot{U}_{ss}^s 。

1.2 大刚度法

大刚度法^[15]是在结构基础地震激励方向去掉约束,设置一个大刚度弹簧单元(其刚度 K_{ss} 取地震激励方向上各单元刚度之和的 1×10^6 倍 $\sim 1\times 10^{12}$ 倍),地震位移时程以等价力 $R(t)=-K_{ss}U_{ss}^d$ 施加在支座节点上,再以位移 U_{ss}^d 传给结构。

将 $R(t)=-K_{ss}U_{ss}^d$ 代入式(2)并展开,得

$$M_{ss}\ddot{U}_{ss}+C_{sf}\dot{U}_{ss}+C_{ss}\dot{U}_{ss}+K_{sf}U_{ff}+K_{ss}U_{ss}=K_{ss}U_{ss}^d \tag{8}$$

由于弹簧刚度很大,因此式(8)中等号右侧除 $K_{ss}U_{ss}^d$ 项外,其他项可忽略不计,则式(8)可简化为

$$U_{ss}\approx U_{ss}^d \tag{9}$$

其他节点的求解方程为

$$M_{ff}\ddot{U}_{ff}^d+C_{ff}\dot{U}_{ff}^d+K_{ff}U_{ff}^d\approx -C_{fs}\dot{U}_{ss}^d-K_{fs}U_{ss}^d \tag{10}$$

采用大刚度法对结构进行地震时程分析时,只需将地震波的位移时程在弹簧支座处输入即可。

1.3 大质量法

大质量法^[16]是把地震激励方向的约束释放,增加与结构刚接的大质量块 M_{ss} ,地震加速度时程以等价荷载 $M_{ss}\ddot{U}_{ss}^d$ 施加在大质量块上。通常大质量块的质量取结构总质量的 1×10^6 倍 $\sim 1\times 10^8$ 倍。式(2)可改写为

$$\begin{bmatrix} M_{ff} & 0 \\ 0 & M_{ss} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{U}_{ff} \\ \ddot{U}_{ss} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ff} & C_{fs} \\ C_{sf} & C_{ss} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{U}_{ff} \\ \dot{U}_{ss} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ff} & K_{fs} \\ K_{sf} & K_{ss} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} U_{ff} \\ U_{ss} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ M_{ss}\ddot{U}_{ss}^d \end{bmatrix} \tag{11}$$

将式(11)中等号右侧的 $M_{ss}\ddot{U}_{ss}^d$ 展开,得

$$M_{ss}\ddot{U}_{ss}^d=M_{ss}\ddot{U}_{ss}+C_{sf}\dot{U}_{ff}+C_{ss}\dot{U}_{ss}+K_{sf}U_{ff}+K_{ss}U_{ss} \tag{12}$$

式(12)中 M_{ss} 取值很大,则式(12)可简化为

$$M\ddot{U}_{ss}\approx M\ddot{U}_{ss}^d$$

即

$$\ddot{U}_{ss}\approx \ddot{U}_{ss}^d \tag{13}$$

因此,采用大质量法对结构进行地震时程分析时,支座处的输入加速度与支座处的绝对加速度相同,分析时在大质量块处输入地震加速度时程以计算等价荷载 $M_{ss}\ddot{U}_{ss}^d$ 即可。

1.4 不同地震动输入方法比较分析

多点激励输入中大刚度法和大质量法可在通用

有限元软件中方便实现,因此被广泛采用。然而采用大刚度法进行结构分析时,地震波需采用位移时程输入,不可避免会带来计算误差^[17]。大质量法因去掉了输入地震动方向支座的约束,出现刚体位移模态,且大质量块的数量级在数值计算时也会带来舍入误差,影响计算结果的精度^[18]。

基于线性叠加原理的相对运动法物理概念清晰,数学推理严密^[19],便于在有限元软件中实现。考虑到斜拉桥结构作为重要的生命线工程,在地震发生时其结构(如桥塔、主梁及拉索等)响应均应控制在弹性范围内^[20],故可采用相对运动法分析行波效应对斜拉桥地震响应的影响。

2 非一致激励的相对运动法校验

2.1 动力模型建立

斜拉桥模型采用脊梁模式,该模型把桥面系的刚度和质量集中在中间节点上。主梁采用梁单元,拉索采用桁架单元,索塔采用空间梁单元。在动力计算中,索的弹性模量折减与否对动力特性的影响通常很小,故不予折减,而作为线弹性单元处理^[13],索塔和主梁同样采用线弹性单元。斜拉索节点与索塔节点采用弹性连接,节点和斜拉索之间采用刚臂连接。该桥结构阻尼比取 0.05,全桥有限元模型如图 1 所示。表 1 给出了前 10 阶模态的频率和振型特征,前 4 阶自振振型如图 2 所示。

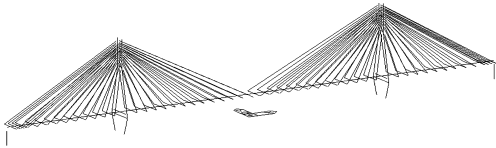


图 1 斜拉桥有限元模型

Fig. 1 Finite Element Model of Cable-stayed Bridge

表 1 结构的自振频率和振型

Tab. 1 Natural Frequencies and Vibration Modes of Structure

编号	频率/Hz	振型特征
1	0.132	主梁纵飘
2	0.284	主梁一阶对称竖弯
3	0.408	主梁一阶反对称竖弯
4	0.496	主梁一阶对称侧弯
5	0.704	索塔一阶反对称侧弯
6	0.709	主梁二阶对称侧弯
7	0.717	索塔一阶对称侧弯+主梁一阶对称侧弯
8	0.779	主梁二阶反对称竖弯
9	0.838	左过渡墩侧弯
10	0.890	右过渡墩侧弯

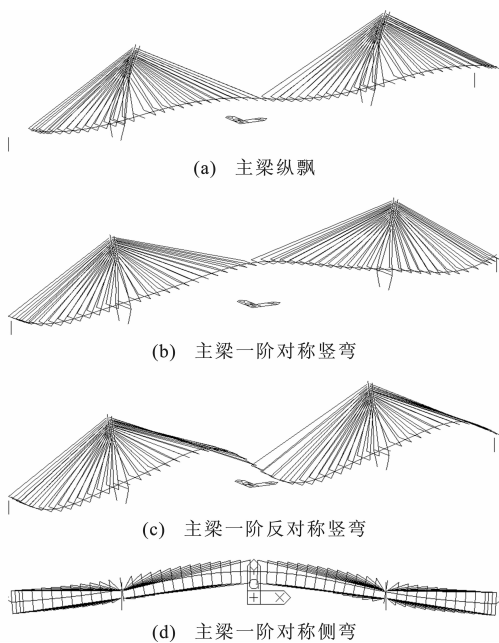


图 2 结构自振振型

Fig. 2 Natural Vibration Modes of Structure

采用非一致激励法研究该桥的动力响应,根据视波速确定地震波到达各墩(塔)的时间差[式(14)],通过调整各地震波到达时间得到对应各墩(塔)处的地震波,并分别输入到各墩(塔)底处,以实现该桥的多点激励。

$$\Delta t = \frac{l}{v_s} \tag{14}$$

式中: Δt 为地震波到达各墩(塔)的时间差; l 为相邻两墩(塔)的距离; v_s 为视波速。

2.2 地震波选择

《公路桥梁抗震设计细则》(JTG/T B02-01—2008)中规定位于重要城市主要交通通道的桥梁必须增加 1 度设防。该桥所处场地类型为 II 类场地,位于 VIII 度设防区,故按 VIII 度进行设防。分别选用天津波、El Centro 波和汶川波作为地震动输入,计算时加速度峰值均调整为 $0.2g$ (g 为重力加速度)。图 3 为所选地震波加速度时程。

2.3 非一致激励法正确性校验

分别采用一致激励法和相对运动法对该桥进行地震响应分析,地震动沿纵桥向输入,相对运动法中视波速取为无穷大。分析 2 种方法计算结果是否具有-致性,验证相对运动法的正确性。图 4~6 为该桥关键部位的地震响应计算结果。

由计算结果可知,采用一致激励法和相对运动法计算出的结构地震响应具有较好的一致性,3 组地震波作用下塔顶纵向位移、塔底剪力和弯矩动力

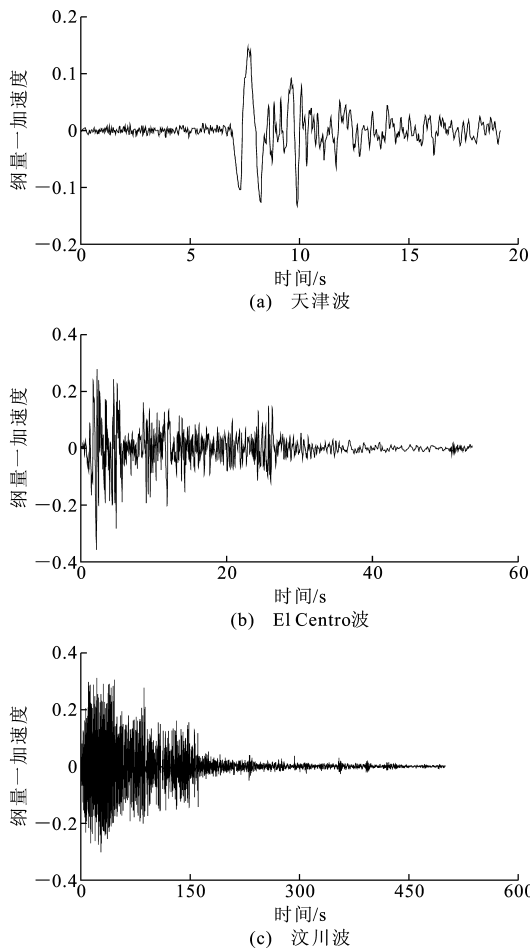


图 3 地震波加速度时程

Fig. 3 Acceleration Time History of Seismic Waves

响应几乎完全一致。因此,采用相对运动法可有效实现多点激励,采用该方法进行行波效应分析具有较好的可靠性。

3 波速影响下行波效应地震时程分析

3.1 一致激励计算结果分析

首先分析地震动一致激励作用下该桥的地震响应规律,将所选地震波分别输入计算模型,主要关注该桥塔顶位移、塔底内力和主梁跨中位移。提取一致激励法计算的结构关键部位地震响应峰值,见表 2,3。

由表 2,3 可知,一致激励下该桥主要表现为全桥的纵向振动,横向位移和竖向位移接近于 0,横桥向剪力和弯矩较小。一致激励地震作用下左塔和右塔的地震响应峰值相同,到达峰值的时间也相同,主梁跨中竖向位移和轴力接近于 0,符合对称结构的响应特点。

3.2 多点激励下的地震时程分析

研究表明,地震波在软土区的传播速度为 $50 \sim$

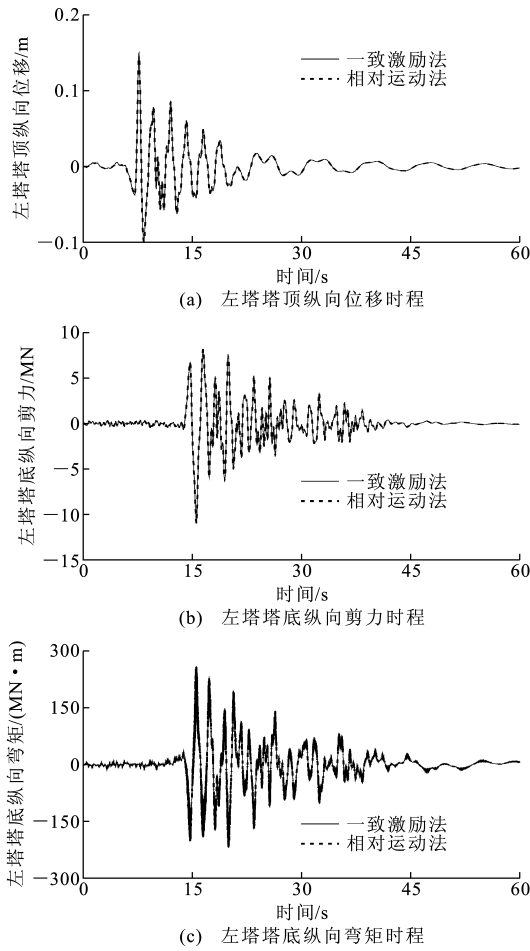


图 4 天津波地震响应计算结果

Fig. 4 Calculation Results of Seismic Response Under Tianjin Wave

$250\text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$,在岩石区的传播速度为 $2\,000\sim2\,500\text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$ ^[5]。为了研究斜拉桥地震响应与地震波传播速度之间的关系,本文选取视波速为 50,75,100,150,200,250,300,450,600,800,1 000,2 000,3 000,4 000 $\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$ 的地震波,分析该桥的地震响应,引入影响系数(多点激励计算结果与一致激励计算结果的比值),比较行波效应与一致激励对斜拉桥地震响应的影响。

3.2.1 视波速对塔顶位移的影响

图 7 给出了塔顶位移响应与视波速的关系曲线(图 7 中,WE 表示行波效应,UE 表示一致激励,TJ 表示天津波,WCH 表示汶川波,El 表示 El Centro 波)。通过计算分析可知,不同地震波作用下塔顶位移峰值随视波速的变化规律均相同。天津波和汶川波作用下考虑行波效应的位移峰值均小于一致激励下的位移峰值,El Centro 波作用下考虑行波效应的位移峰值均大于一致激励下的位移峰值。在软土区,汶川波和天津波的最小影响系数分别为 0.25 和

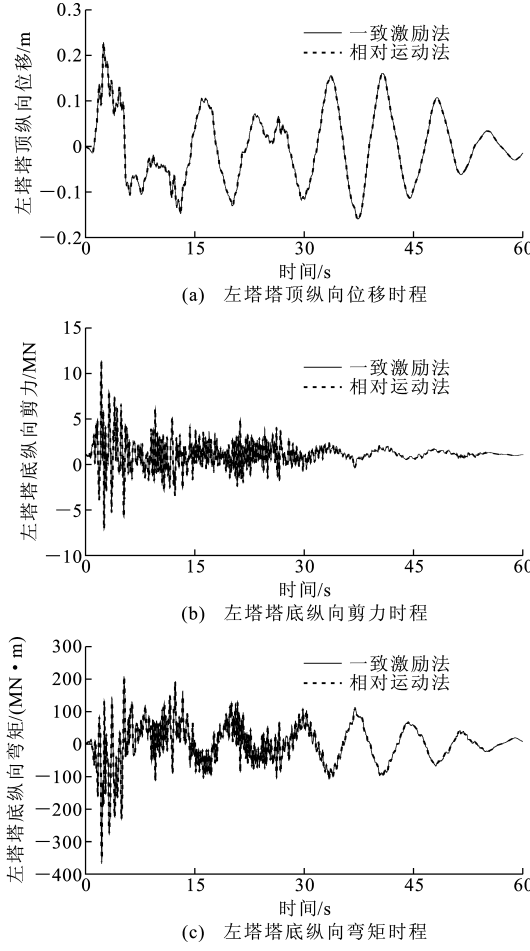


图 5 El Centro 波地震响应计算结果

Fig. 5 Calculation Results of Seismic Response Under El Centro Wave

0.69,El Centro 波的最大影响系数为 2.68;在岩石区,塔顶纵向位移峰值接近于一致激励的位移峰值。考虑行波效应时,3 组地震波作用下斜拉桥塔顶横向位移峰值均大于对应的一致激励下的位移峰值,但因在纵向地震作用下塔顶横向位移相对于纵向位移较小,因此在纵向地震输入下可不考虑横向位移。综上所述,行波效应对斜拉桥塔顶纵向位移峰值在软土区有显著影响,行波效应对塔顶纵向位移峰值影响的有利与否与地震波频谱特性有关^[16]。

3.2.2 视波速对主梁跨中位移的影响

图 8 为主梁跨中位移与视波速的关系曲线。由图 8 可见,行波效应对主梁跨中纵向位移峰值的影响规律与主塔纵向位移的影响规律相似。在软土区,汶川波和天津波的最小影响系数分别为 0.29 和 0.89,El Centro 波的最大影响系数为 3.23;在岩石区,塔顶纵向位移峰值接近于一致激励的位移峰值。

一致激励下斜拉桥主梁跨中的竖向位移为 0,考虑行波效应后斜拉桥主梁跨中产生了竖向位移,

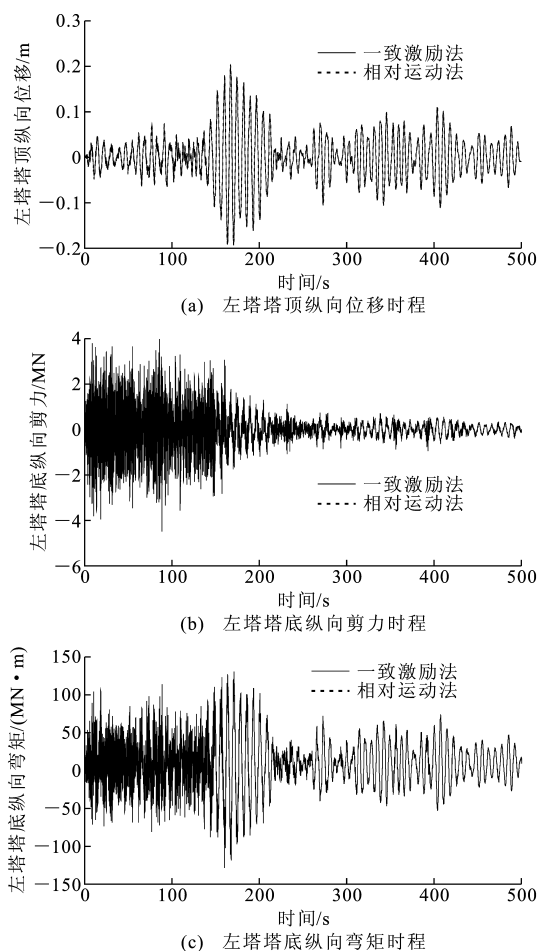


图6 汶川波地震响应计算结果

Fig. 6 Calculation Results of Seismic Response Under Wenchuan Wave

且在软土区,El Centro波作用下主梁跨中竖向位移峰值最大值达到28.4 cm,可见行波效应对主梁跨中竖向位移的影响不容忽视。综上所述,行波效应对斜拉桥主梁跨中纵向和竖向位移有较大的影响,当结构位于软土区时这种影响更加显著。

3.2.3 视波速对塔底内力的影响

行波效应对斜拉桥塔底内力峰值的影响在软土区及其附近存在波动性,并不是单调变化,在岩石区逐渐趋于稳定(图9)。结构位于软土区时,在天津波、汶川波和El Centro波作用下行波效应对纵向剪力的增大效应并不显著,纵向剪力最小影响系数分别为0.75,0.86和0.77;塔底纵向弯矩峰值的影响系数变化范围分别为0.87~1.18,0.68~1.01,0.76~1.40;塔底轴力峰值的影响系数变化范围分别为0.78~1.24,1.22~1.75,1.11~1.53。在岩石区,3条地震波均增大左塔内力,减小右塔内力,其中天津波的影响最大,左塔塔底纵向剪力、纵向弯矩和轴力的最大影响系数分别为1.02,1.13,1.30,

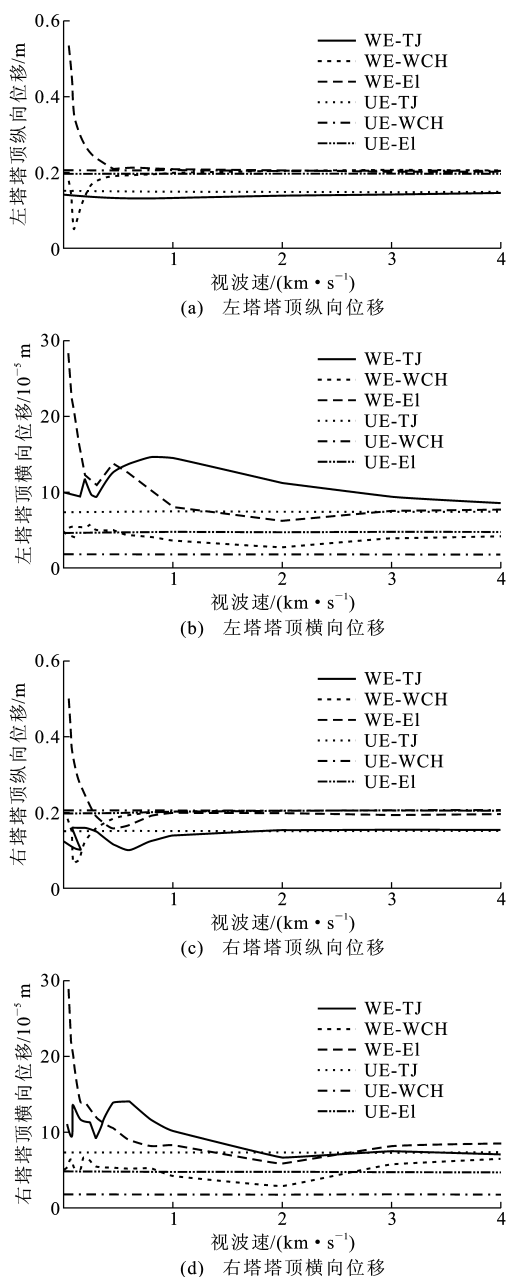


图7 塔顶位移峰值对比

Fig. 7 Comparisons of Peak Displacements of Tower Top

右塔塔底的最小影响系数分别为0.87,0.90,0.72。

可见,总体上行波效应可减小斜拉桥的塔底纵向剪力,且软土区对塔底纵向剪力的减小效应较为显著。行波效应在软土区和岩石区都会增大塔底的纵向弯矩和轴力,因此塔底内力需要考虑行波效应的影响。

3.2.4 视波速对主梁跨中内力的影响

图10为不同视波速下斜拉桥主梁跨中内力峰值对比。分析可知,行波效应减小了主梁跨中竖向剪力峰值,且在软土区的影响较大,天津波、汶川波和El Centro波的最小影响系数分别为0.45,0.21,

表 2 一致激励下关键部位位移峰值

Tab. 2 Peak Displacements of Key Sections Under Uniform Excitation

关键部位	天津波			汶川波			El Centro 波		
	U_x	$U_y/10^{-5}$	$U_z/10^{-4}$	U_x	$U_y/10^{-5}$	$U_z/10^{-4}$	U_x	$U_y/10^{-5}$	$U_z/10^{-4}$
塔顶	0.150	7.47	3.57	0.204	1.80	6.80	0.197	4.70	2.12
主梁跨中	0.108	0.58	0.23	0.215	0.20	0.29	0.199	5.00	3.30

注： U_x 、 U_y 、 U_z 分别为横桥向位移、顺桥向位移、纵桥向位移。

表 3 一致激励下关键部位内力峰值

Tab. 3 Peak Internal Forces of Key Sections Under Uniform Excitation

关键部位	天津波			汶川波			El Centro 波		
	N/kN	Q_y/kN	$M_z/(\text{kN} \cdot \text{m})$	N/kN	Q_y/kN	$M_z/(\text{kN} \cdot \text{m})$	N/kN	Q_y/kN	$M_z/(\text{kN} \cdot \text{m})$
左塔塔底	1.932×10^3	1.095×10^4	2.602×10^5	3.484×10^2	4.487×10^3	1.470×10^5	1.163×10^3	9.582×10^3	3.169×10^5
主梁跨中	1.512×10^1	1.411×10^3	2.458×10^3	5.920×10^0	5.148×10^2	8.971×10^2	1.613×10^1	1.144×10^3	1.996×10^3

注：N 为轴力； Q_y 为顺桥向剪力； M_z 为纵桥向弯矩。

4 结 语

(1)行波效应对斜拉桥在地震作用下的位移和内力有显著的影响,这与地震波的传播速度有很大关系,相同地震波不同视波速作用下斜拉桥地震响应显著不同。不同地震波作用下所得的结果存在差异,不能笼统地定论行波效应对斜拉桥的抗震有利与否,要根据局部场地特征选定合适的地震波和视波速区间进行具体分析。

(2)在软土区(视波速 50~250 m·s⁻¹),行波效应对大跨度斜拉桥的位移和内力都有较大的影响,在进行斜拉桥设计时应予以考虑。

(3)在软土-岩石过渡区(视波速 250~2 000 m·s⁻¹),行波效应会增大斜拉桥的跨中竖向位移、塔底和主梁的内力,在进行斜拉桥设计时可不考虑塔顶和跨中纵向位移的影响。

(4)在岩石区(视波速 2 000~2 500 m·s⁻¹),行波效应对大跨度斜拉桥的位移影响较小,但会产生较大的内力,在进行斜拉桥设计时不可忽视。

(5)应该指出的是,本文所采用的地震波数量有限,上述结论具有一定的局限性。基于所选的 3 种地震波得到的结论其普遍适用性还有待于考察更多的地震动记录以及更多复杂结构的地震响应加以验证。

参考文献:

References:

[1] HOUSNER G W. Characteristics of Strong-motion Earthquakes[J]. Bulletin of the Seismological Society of America, 1947, 37(1): 19-31.

[2] BONGDANOFF J L, GOLDENBERG J E, SCHIFF A E. The Effect of Ground Transmission Time on the

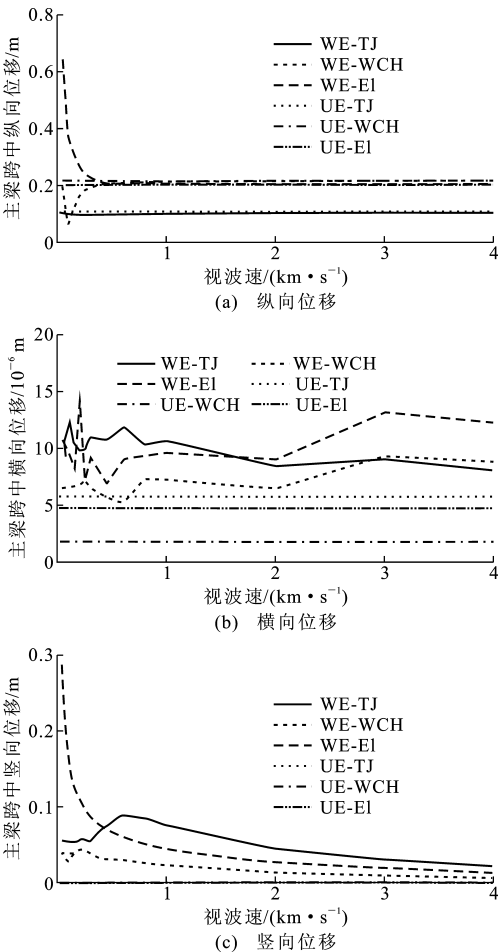


图 8 主梁跨中位移峰值对比

Fig. 8 Comparison of Peak Displacements of Mid-span Section

0.49。主梁跨中弯矩和轴力在一致激励下接近于 0,考虑行波效应后斜拉桥主梁跨中产生了较大的弯矩和轴力,这表明行波效应会明显放大主梁的内力,且在软土-岩石过渡区的影响最大。

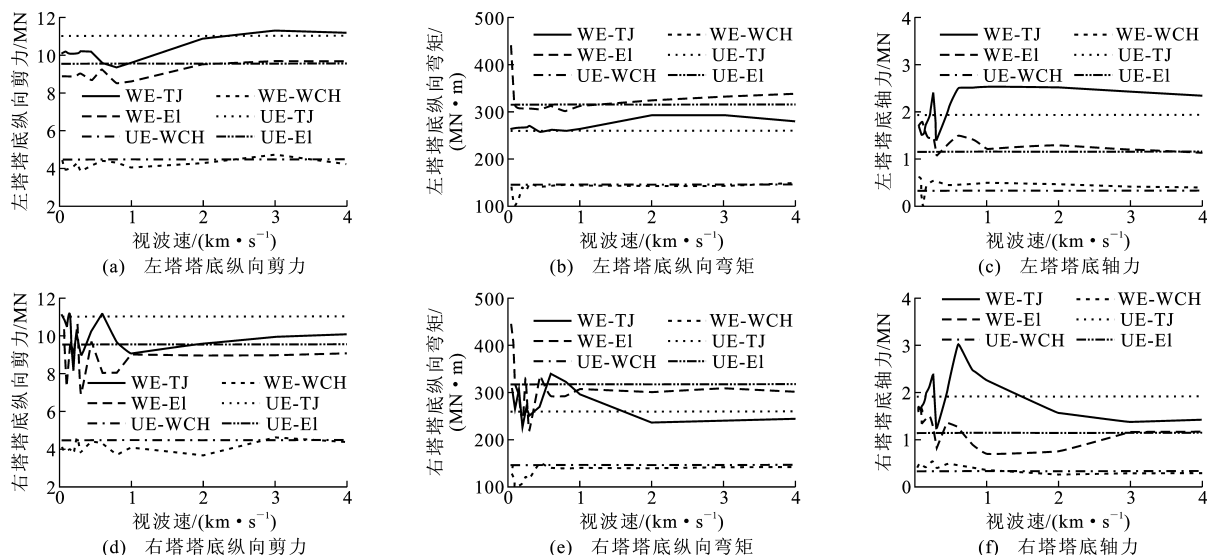


图9 塔底内力峰值对比

Fig. 9 Comparisons of Peak Internal Forces of Tower Bottom

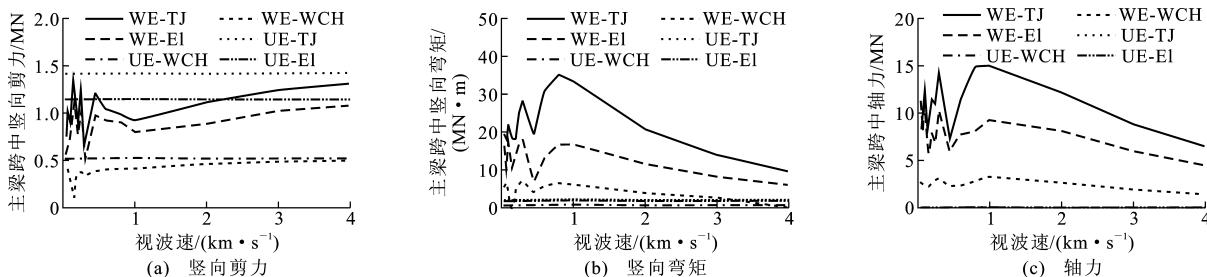


图10 主梁跨中内力峰值对比

Fig. 10 Comparisons of Peak Internal Forces of Main Girder Mid-span

Response of Long Structures[J]. Bulletin of the Seismological Society of America, 1965, 55(3): 627-640.

- [3] PANDEY A D, KRISHNA P, SETHIA M R. Seismic Response Analysis of Cable-stayed Bridges [C]// IAEE. Proceedings of the Seventh World Conference on Earthquake Engineering; Vol. VIII. Istanbul: IAEE, 1980: 343-350.

- [4] 项海帆. 斜拉桥在行波作用下的地震反应分析[J]. 同济大学学报, 1983, 11(2): 1-9.

XIANG Hai-fan. Earthquake Response Analysis of Cable-stayed Bridges Under the Action of Travelling Waves[J]. Journal of Tongji University, 1983, 11(2): 1-9.

- [5] NAZMY A S, ABDEL-GHAFFAR A M. Effects of Ground Motion Spatial Variability on the Response of Cable-stayed Bridges[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1992, 21(1): 1-20.

- [6] 武芳文, 薛成凤, 赵雷. 超大跨度斜拉桥考虑行波效应的地震动随机响应研究[J]. 地震学报, 2010, 32(2): 193-202.

WU Fang-wen, XUE Cheng-feng, ZHAO Lei. Sto-

chastic Seismic Response of Super-long-span Cable-stayed Bridges Under Excitation of Traveling Waves [J]. Acta Seismologica Sinica, 2010, 32(2): 193-202.

- [7] SOYLUK K, DUMANOGU A A. The Effects of Local Soil Conditions and Wave Velocities to the Stochastic Response of Cable-stayed Bridges [C]// ECAS. ECAS2002 International Symposium on Structural and Earthquake Engineering. Ankara: ECAS, 2002: 134-141.

- [8] 许莉, 郑旭霞. 非一致地震激励下大跨斜拉桥的地震反应[J]. 福州大学学报: 自然科学版, 2013, 41(4): 528-533.

XU Li, ZHENG Xu-xia. Seismic Response of Long-span Cable Stayed Bridge Under Asynchronous Excitations[J]. Journal of Fuzhou University: Natural Science Edition, 2013, 41(4): 528-533.

- [9] 陈幼平, 周宏业. 斜拉桥地震反应的行波效应[J]. 土木工程学报, 1996, 29(6): 61-68.

CHEN You-ping, ZHOU Hong-ye. Seismic Behavior of Cable-stayed Bridges Under Travelling Wave Excitation[J]. China Civil Engineering Journal, 1996, 29

- (6):61-68.
- [10] 克拉夫 R W, 彭津 J. 结构动力学[M]. 王光远, 译. 北京: 科学出版社, 1981.
- CLOUGH R W, PENZIEN J. Dynamics of Structure [M]. Translated by WANG Gang-yuan. Beijing: Science Press, 1981.
- [11] 肖帕 A K. 结构动力学: 理论及其在工程中的应用[M]. 谢礼立, 吕大刚, 译. 2 版. 北京: 高等教育出版社, 2007.
- CHOPRA A K. Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering[M]. Translated by XIE Li-li, LU Da-gang. 2nd ed. Beijing: Higher Education Press, 2007.
- [12] 何庆祥, 沈祖炎. 结构地震行波效应分析综述[J]. 地震工程与工程振动, 2009, 29(1): 50-57.
- HE Qing-xiang, SHEN Zu-yan. Review of Structural Seismic Analysis of Travelling Wave Effects[J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2009, 29(1): 50-57.
- [13] 林均岐, 白春旭, 陈永盛, 等. 多点激励下大跨度斜拉桥地震反应分析[J]. 地震工程与工程振动, 2009, 29(6): 154-161.
- LIN Jun-qi, BAI Chun-xu, CHEN Yong-sheng, et al. Study on the Seismic Response of Cable-stayed Bridges with Multi-support Excitations [J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2009, 29(6): 154-161.
- [14] 范立础, 王君杰, 陈 玮. 非一致地震激励下大跨度斜拉桥的响应特征[J]. 计算力学学报, 2001, 18(3): 358-363.
- FAN Li-chu, WANG Jun-jie, CHEN Wei. Response Characteristics of Long-span Cable-stayed Bridges Under Non-uniform Seismic Action[J]. Chinese Journal of Computational Mechanics, 2001, 18(3): 358-363.
- [15] 周国良, 李小军, 刘必灯, 等. 大刚度法在结构动力分析中的应用、误差分析与改进[J]. 工程力学, 2011, 28(8): 30-36, 44.
- ZHOU Guo-liang, LI Xiao-jun, LIU Bi-deng, et al. Error Analysis and Improvements of Large Spring/Stiffness Method for Structural Dynamic Response Analysis[J]. Engineering Mechanics, 2011, 28(8): 30-36, 44.
- [16] 周国良, 李小军, 刘必灯, 等. 大质量法在多点激励分析中的应用、误差分析与改进[J]. 工程力学, 2011, 28(1): 48-54.
- ZHOU Guo-liang, LI Xiao-jun, LIU Bi-deng, et al. Error Analysis and Improvements of Large Mass Method Used in Multi-support Seismic Excitation Analysis [J]. Engineering Mechanics, 2011, 28(1): 48-54.
- [17] BOZORGNI A Y, CAMPBELL K W. Vertical Ground Motion Model for PGA, PGV, and Linear Response Spectra Using the NGA-West2 Database[J]. Earthquake Spectra, 2016, 32(2): 979-1004.
- [18] SOYLUK K, SICACIK E A. Soil-structure Interaction Analysis of Cable-stayed Bridges for Spatially Varying Ground Motion Components[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2012, 35: 80-90.
- [19] BI K, HAO H, CHOUW N. Influence of Ground Motion Spatial Variation, Site Condition and SSI on the Required Separation Distances of Bridge Structures to Avoid Seismic Pounding[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2011, 40(9): 1027-1043.
- [20] 张喜刚, 陈艾荣. 千米级斜拉桥——结构体系、性能与设计[M]. 北京: 人民交通出版社, 2010.
- ZHANG Xi-gang, CHEN Ai-rong. Kilometer-scale Cable Stayed Bridge — Structural System, Performance and Design[M]. Beijing: China Communications Press, 2010.