

# 超大跨斜拉桥地震行波效应分析

王再荣, 孙利民, 程 伟

(同济大学 土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092)

**摘要:** 对多点激励下的振型方程进行了推导, 简化成类似于一致激励下的振型方程形式, 导出多点激励下的振型参与系数和振型等效地震波, 从而可由反应谱判断多点激励对结构振动的影响。以一座试设计的主跨 1 400 m 斜拉桥为例, 采用振型分析法分析了考虑行波效应的超大跨斜拉桥振动机理。通过拟静力法分析了行波效应引起的各支承点地震动位移的差异对超大跨斜拉桥结构变形的影响, 同时, 利用位移输入法, 对超大跨斜拉桥进行了地震时程分析, 研究了行波效应对超大跨斜拉桥顺桥向耗能体系地震损伤的影响。研究结果表明: 行波效应减小了耗能辅助墩的耗能作用, 增大了桥塔的地震损伤, 对超大跨斜拉桥顺桥向耗能体系地震反应的影响是不利的。视波速为  $1\ 000\sim 3\ 000\ \text{m}\cdot\text{s}^{-1}$  范围内的长周期地震动作用下行波效应的影响尤为显著, 因此在超大跨斜拉桥地震反应分析时必须考虑。

**关键词:** 大跨度斜拉桥; 地震动; 行波效应; 振型分析法; 位移输入法

中图分类号: U442.55

文献标志码: A

## Effects of Traveling Wave Excitation for Super Long-span Cable-Stayed Bridges

WANG Zairong, SUN Limin, CHENG Wei

(State Key Laboratory for Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

**Abstract:** The equation of motion under non-uniform excitation of supports was derived in the form under uniform excitation. Through the modal analysis, the modal participation factors and the equivalent modal ground accelerations with consideration of traveling wave excitation were obtained, so that the influence of traveling wave excitation on dynamic responses could also be judged in a response spectrum of this equivalent modal ground acceleration. Vibration mechanism analyses with consideration of traveling wave excitation by mode analysis method were carried out for a trial designed symmetrical cable-stayed

bridge with a central span of 1 400 m. The deformation of the cable-stayed bridge under different support displacements due to traveling wave excitation was analyzed by pseudo-static analysis. Effects of traveling wave excitation on seismic response for super long-span cable-stayed bridges with energy dissipating system in longitudinal direction, were researched by the displacement time-history method. The results show that traveling wave excitation decreases energy dissipating of the piers so that seismic damage of the pylons aggravates. Effects of traveling wave excitation on seismic response for long-span cable-stayed bridges with energy dissipating system were disadvantageous, especially under long-period ground motion with the wave velocity within  $1\ 000\sim 3\ 000\ \text{m}\cdot\text{s}^{-1}$ . Therefore, traveling wave excitation should be taken into consideration in seismic response analysis of long-span cable-stayed bridges with energy dissipating system.

**Key words:** long-span cable-stayed bridges; earthquake ground motion; traveling wave excitation; mode analysis method; displacement time-history method

近年来,我国或规划或建成了多座宏伟的越江、跨海工程,如杭州湾、渤海湾、琼州海峡和台湾海峡等跨海工程,这些跨海工程由于地理位置、通航要求和水位等条件限制,一般选用跨度较大的斜拉桥桥型。其中一些工程位于强震区,由于大跨斜拉桥结构基频较低,强震作用下可能会发生较大损伤破坏,因此对这些大跨斜拉桥必须进行合理的抗震设计。当前,在大跨度斜拉桥地震反应分析中,地震波输入常用一致激励法,但大跨度斜拉桥的支承距离大、延伸长,由于地震波的行波效应、局部场地效应和部分相干效应的影响,各支承点处的地震输入有很大差异,若按传统的一致地震输入方法进行大跨度斜拉桥的地震反应分析,不能充分考虑地震动的空间差异。国

收稿日期: 2015-12-07

基金项目: 国家自然科学基金(91315301)

第一作者: 王再荣(1984—),女,博士生,主要研究方向为桥梁抗震与振动控制研究。E-mail: wangzairong001@163.com

通讯作者: 孙利民(1963—),男,教授,博士生导师,工学博士,主要研究方向为桥梁抗震与振动控制。E-mail: lmsun@tongji.edu.cn

内外学者对斜拉桥地震行波效应进行了大量的研究,对桥梁结构的影响有两方面,即有利影响或者不利影响. 项海帆教授<sup>[1]</sup>以天津永和桥(主跨 260 m)为对象采用振型分析法研究表明,相位差效应对漂浮体系的斜张桥是有利的. 袁万城<sup>[2]</sup>针对南浦大桥(主跨 423 m)分析了行波效应的影响,得到结论也是行波效应对主塔相对水平位移及塔根、锚固墩底等弯矩有利,但对跨中的竖向位移有很大的增长. 王君杰<sup>[3]</sup>采用虚拟激励方法对南京长江二桥南汉桥(主跨 628 m)进行了地震反应分析,研究了行波效应、相干效应和局部场地条件的影响,地震波空间变化可以使斜拉桥的地震反应改变达 40%,仅考虑行波效应可以得到响应的偏于保守的估计值. 史志利<sup>[4]</sup>计算了昂船洲大桥(主跨 1 018 m)的双塔斜拉桥在一致激励、行波效应、随机地震动场多点激励下的响应,结果表明:行波效应会减小顺桥向位移,对桥墩、主塔有利,但增大了主跨竖向位移,这对主梁的抗震设计不利. 另一些研究发现行波效应对桥梁的影响是不利的. Abdel-Ghaffar<sup>[5]</sup>等对两种跨径(1 100 ft和 2 200 ft)的斜拉桥进行了多点激励下的地震反应分析,结果表明多点激励可能导致位移反应和构件内力有了很显著增长. 陈幼平<sup>[6]</sup>再次以永和桥为实例,采用三维空间模型,分析结果却与项海帆教授的结论相反,即行波效应对斜拉桥结构有很大的影响. 还有一些研究发现行波效应对斜拉桥地震反应的影响不是单一的. 李忠献<sup>[7]</sup>以香港某大跨度斜拉桥(主跨 1 018 m)为例,分析了行波效应对大跨度斜拉桥地震反应的影响,结果表明:与确定性地震波一致激励相比,斜拉桥的顺桥向位移反应明显减小,而其主跨跨中竖向位移反应明显增大. 也有很多学者<sup>[8-11]</sup>对世界第二大跨径的苏通大桥(主跨为 1 088 m)进行了多点激励下的地震反应分析,研究地震波时间和空间上的差异性对大跨斜拉桥地震反应的影响,结果表明:不同地震波下,地震动空间的差异性对超大跨斜拉桥地震反应的影响不同;对于不同的内力和位移响应,地震波空间变化特性的影响程度和规律不尽相同,必须区别对待,具体问题具体分析. 从已有的研究可以看出,地震动空间差异性对大跨斜拉桥的地震反应有很大的影响,在大跨斜拉桥的抗震设计时必须给予充分考虑.

目前,大跨斜拉桥地震行波效应的大部分研究仅基于有限元数值模拟结果,对行波效应对桥梁地震反应影响的现象进行了总结分析,很少对桥梁结

构的振动机理进行分析. 项海帆教授<sup>[1]</sup>虽然采用振型分析法对天津永和桥的行波效应进行了研究,但也只考虑两桥塔的地震波相位差. 采用振型分析法对大跨斜拉桥考虑多个地震输入点的行波效应研究还较少.

以往研究基本建立在跨径小于 1 000 m 的斜拉桥基础上,对于跨径超过 1 000 m 的超大跨斜拉桥的行波效应研究还较少. 随着跨径超过 1 000 m,斜拉桥结构变得更柔,成为柔塔柔梁结构形式<sup>[12]</sup>,斜拉桥的自振频率和振型变得密集,参与振动的模态丰富,两桥塔之间的超大跨度会地震波的传播产生更大的时间差,因此很有必要对超大跨度斜拉桥的行波效应进行研究. 本文以一座试设计的主跨 1 400 m 斜拉桥为例,采用相对运动法分析超大跨斜拉桥在不同各支承点地震动作用下的振动和拟静力变形的机理,采用位移输入时程分析法,研究行波效应对超大跨斜拉桥顺桥向地震损伤的影响.

## 1 多点激励的运动方程

结构在多点地震波输入下的动平衡方程可由分块矩阵表示

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M}_{ss} & \mathbf{M}_{sg} \\ \mathbf{M}_{gs}^T & \mathbf{M}_{gg} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\mathbf{u}}_s^i(t) \\ \dot{\mathbf{u}}_g(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C}_{ss} & \mathbf{C}_{sg} \\ \mathbf{C}_{gs}^T & \mathbf{C}_{gg} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\mathbf{u}}_s^i(t) \\ \dot{\mathbf{u}}_g(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{ss} & \mathbf{K}_{sg} \\ \mathbf{K}_{gs}^T & \mathbf{K}_{gg} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{u}_s^i(t) \\ \mathbf{u}_g(t) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{p}_g(t) \end{bmatrix} \quad (1)$$

式中:脚标 s 对应结构的非支承自由度, g 表示结构基底的各支承自由度;  $\mathbf{M}$ ,  $\mathbf{C}$  和  $\mathbf{K}$  分别表示结构的质量矩阵、阻尼矩阵和刚度矩阵;  $\dot{\mathbf{u}}_s^i$ ,  $\dot{\mathbf{u}}_g$  和  $\mathbf{u}_s^i$  表示上部结构的绝对加速度、绝对速度和绝对位移;  $\dot{\mathbf{u}}_g$ ,  $\mathbf{u}_g$  和  $\mathbf{u}_g$  表示各支承点处的绝对加速度、绝对速度和绝对位移;  $\mathbf{p}_g(t)$  为结构所受到的约束支座反力.

对运动方程的时域求解方法主要有直接求解法、相对运动法和位移输入法等,还有一些在数学上的处理方法,如大质量法和大刚度法,很多学者<sup>[13-14]</sup>对各种方法进行了总结.

基于各种方法的优缺点,本文选择了位移输入法和相对运动法. 位移输入法可对动力平衡方程进行直接积分求解,得到各点绝对加速度、绝对速度和绝对位移时程,适用于所有结构体系. 相对运动法通过叠加拟静力和动力反应得到结构的总反应,该法应用了叠加原理,只适用于线弹性结构体系. 本文采

用相对运动法辅助位移输入法进行桥梁结构在地震行波效应下的反应机理分析。

### 1.1 位移输入法

展开式(1),得:

$$\mathbf{M}_{ss}\ddot{\mathbf{u}}_s^t(t) + \mathbf{C}_{ss}\dot{\mathbf{u}}_s^t(t) + \mathbf{K}_{ss}\mathbf{u}_s^t(t) = -\mathbf{M}_{sg}\ddot{\mathbf{u}}_g(t) - \mathbf{C}_{sg}\dot{\mathbf{u}}_g(t) - \mathbf{K}_{sg}\mathbf{u}_g(t) \quad (2)$$

当质量矩阵为集中质量矩阵时,  $\mathbf{M}_{sg}$  是零矩阵,且阻尼力  $\mathbf{C}_{sg}\dot{\mathbf{u}}_g(t)$  较小常常被忽略,因此式(2)可以写成

$$\mathbf{M}_{ss}\ddot{\mathbf{u}}_s^t(t) + \mathbf{C}_{ss}\dot{\mathbf{u}}_s^t(t) + \mathbf{K}_{ss}\mathbf{u}_s^t(t) = -\mathbf{K}_{sg}\mathbf{u}_g(t) \quad (3)$$

### 1.2 相对运动法

将上部结构总位移分成两部分<sup>[15]</sup>

$$\begin{pmatrix} \mathbf{u}_s^t(t) \\ \mathbf{u}_g(t) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \mathbf{u}_s^s(t) \\ \mathbf{u}_g(t) \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \mathbf{u}_s(t) \\ 0 \end{pmatrix} \quad (4)$$

式中:  $\mathbf{u}_s^s(t)$  表示支座位移  $\mathbf{u}_g(t)$  采用静力学方法产生的结构位移向量,称为“拟静力位移向量”。将式(4)代入式(1),并展开,得

$$\mathbf{M}_{ss}\ddot{\mathbf{u}}_s(t) + \mathbf{C}_{ss}\dot{\mathbf{u}}_s(t) + \mathbf{K}_{ss}\mathbf{u}_s(t) = \mathbf{p}_{\text{eff}}(t) \quad (5)$$

$$\mathbf{p}_{\text{eff}}(t) = -(\mathbf{M}_{ss}\mathbf{l} + \mathbf{M}_{sg})\ddot{\mathbf{u}}_g(t) - (\mathbf{C}_{ss}\mathbf{l} + \mathbf{C}_{sg})\dot{\mathbf{u}}_g(t) \quad (6)$$

忽略阻尼力,对于集中质量矩阵的地震等效力  $\mathbf{P}_{\text{eff}}$  可简化为

$$\mathbf{p}_{\text{eff}}(t) = -\mathbf{M}_{ss}\mathbf{l}\ddot{\mathbf{u}}_g(t) = -\sum_{l=1}^{N_g} \mathbf{M}_{ss}l_l\ddot{u}_{gl}(t) \quad (7)$$

式中,  $\mathbf{l} = -\mathbf{K}_{ss}^{-1}\mathbf{K}_{sg}$  称为影响矩阵,描述了支座位移对结构位移的影响。  $l_l$  是支座位移  $u_{gl}=1$  时上部结构自由度产生的静力位移向量;  $N_g$  是地震动输入的个数。拟静力位移由式(8)求得

$$\mathbf{u}_s^s(t) = \sum_{l=1}^{N_g} l_l u_{gl}(t) \quad (8)$$

### 1.3 多点激励的振型反应分析

对于线弹性系统的动力反应可采用振型分析法。在地震多点激励下,其有效地震力为

$$\mathbf{p}_{\text{eff}}(t) = -\sum_{l=1}^{N_g} \mathbf{M}_{ss}l_l\ddot{u}_{gl}(t) \quad (9)$$

振型方程为

$$\ddot{q}_n(t) + 2\zeta_n\omega_n\dot{q}_n(t) + \omega_n^2q_n(t) = -\sum_{l=1}^{N_g} \Gamma_{nl}\ddot{u}_{gl}(t) \quad (10)$$

$$\Gamma_{nl} = \frac{L_{nl}}{M_n} L_{nl} = \boldsymbol{\phi}_n^T \mathbf{M}_{ss} l_l M_n = \boldsymbol{\phi}_n^T \mathbf{M}_{ss} \boldsymbol{\phi}_n \quad (11)$$

将式(11)写成类似于一致激励下的振型方程形式为

$$\ddot{q}_n(t) + 2\zeta_n\omega_n\dot{q}_n(t) + \omega_n^2q_n(t) = -\Gamma_n\ddot{u}_{gn}^p(t) \quad (12)$$

式中:  $\Gamma_n = \sum_{l=1}^{N_g} \Gamma_{nl}$ ,  $\ddot{u}_{gn}^p(t) = \frac{1}{\Gamma_n} \sum_{l=1}^{N_g} \Gamma_{nl}\ddot{u}_{gl}(t)$ ,  $\Gamma_n$  称为振型参与系数,是第  $n$  阶振型对系统反应参与程度的度量,  $\ddot{u}_{gn}^p(t)$  是第  $n$  阶振型等效地震波。

当各支承点的地震激励均相同时,即  $\ddot{u}_{gl}(t) = \ddot{u}_{g2}(t) = \dots = \ddot{u}_{gN_g}(t) = \ddot{u}_g(t)$ , 则  $\ddot{u}_{gn}^p(t) = \ddot{u}_g(t)$ , 振型方程又回到了一致激励下的原始形式。

在桥梁结构是对称结构的情况下,反对称振型

时  $\Gamma_{nl} = \Gamma_{n'l'}$  ( $l$  与  $l'$  是一对对称支承点的编号), 则  $\sum_{l=1}^{\frac{N_g}{2}}$

$$\Gamma_{nl} = \sum_{l=\frac{N_g}{2}+1}^{N_g} \Gamma_{nl}; \text{ 对称振型时, } \Gamma_{nl} = \Gamma_{n'l'}, \text{ 则 } \sum_{l=1}^{\frac{N_g}{2}} \Gamma_{nl} = -$$

$$\sum_{l=\frac{N_g}{2}+1}^{N_g} \Gamma_{nl}. \text{ 对于所有振型,取对称桥梁的半结构求振}$$

型参与系数  $\Gamma_n = \sum_{l=1}^{\frac{N_g}{2}} \Gamma_{nl}$ , 等效地震波为  $\ddot{u}_{gn}^p(t) = \frac{1}{2\Gamma_n}$

$\sum_{l=1}^{N_g} \Gamma_{nl}\ddot{u}_{gl}(t)$ , 式(7)为

$$\ddot{q}_n(t) + 2\zeta_n\omega_n\dot{q}_n(t) + \omega_n^2q_n(t) = -2\Gamma_n\ddot{u}_{gn}^p(t) \quad (13)$$

第  $n$  阶振型反应  $u_{sn}(t)$  和动位移  $u_s(t)$  为

$$u_{sn}(t) = \Gamma_n \boldsymbol{\phi}_n D_n(t) = \frac{2\Gamma_n}{\omega_n} \boldsymbol{\phi}_n A_n(t) \quad (14)$$

$$\mathbf{u}_s(t) = \sum_{n=1}^N u_{sn}(t) \quad (15)$$

式中,  $D_n(t)$ ,  $A_n(t)$  分别是第  $n$  阶振型单自由度体系在  $\ddot{u}_{gn}^p(t)$  作用下的位移反应和伪加速度反应。 本文也将  $\frac{\Gamma_n}{\omega_n}$  称之为振型参与系数。 令

$$\bar{u}_{sn}(t) = \frac{2\Gamma_n}{\omega_n} A_n(t) \quad (16)$$

将  $\bar{u}_{sn}(t)$  称之为相对振型反应,综合考虑了各阶振型参与系数和等效地震波反应谱的影响,能反映各阶振型对总位移的相对贡献。 这样,地震动多点激励的影响(动力部分)可清楚地从等效地震波  $\ddot{u}_{gn}^p(t)$  的伪加速度反应谱和相对振型反应  $\bar{u}_{sn}(t)$  中判断。

## 2 超大跨斜拉桥概况

图 1 为一座试设计的主跨 1 400 m 斜拉桥,它由 7 跨(150+176+310+1 400+310+176+150 m)对称组成,全长 2 672 m。主梁为扁平钢箱梁,箱梁标准横断面梁高 4.5 m,全宽(含风嘴)41.0 m。斜拉索共有 304(38×8)根,成竖琴状布置,最长拉索约为 750

m. 桥塔为 A 型钢筋混凝土塔,除塔顶结合区外,在锚固区下端设置有上横梁,在主梁处设置有下横梁,塔高 357 m,其中桥面以上部分为 287 m,如图 2 所示.各边跨有两个辅助墩(2#和 3#)和一个过渡墩(1#),谢文<sup>[16]</sup>和魏俊<sup>[17]</sup>提出了通过牺牲辅助墩来耗散地震能量,从而减轻主塔地震损伤的抗震策略,并通过在墩柱之间安装耗能装置来提高辅助墩的耗能能力,因此桥墩设计为双柱式耗能型墩,墩柱是钢筋混凝土的,均为 60 m 高,两个墩柱沿纵桥向布置,采用剪切型连杆(LS)作为耗能构件,如图 2 所示.

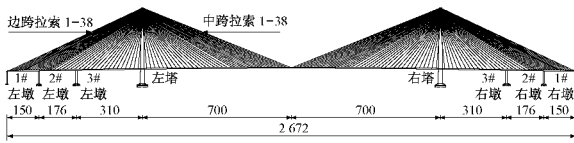


图 1 主跨 1 400 m 斜拉桥立面图(单位:m)  
Fig.1 Elevation view of cable stayed bridge with main span of 1400 m(单位:m)

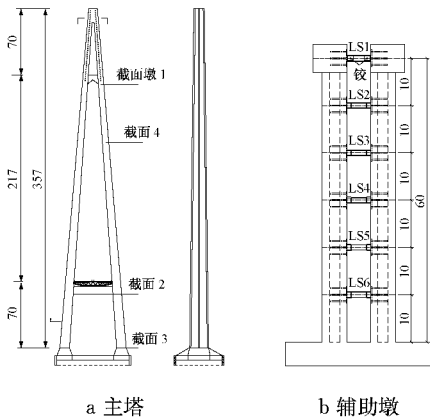


图 2 主塔和辅助墩立面图(单位:m)

Fig.2 Elevation view of the pylon and the pier(unit:m)

2.1 有限元模型

采用 OpenSees 程序建立了考虑几何、材料非线性的三维有限元模型,如图 3 所示.斜拉桥各构件采用的材料和单元模型如表 1 所示,steel 01, steel 02 为 OpenSees 程序中钢筋材料类型,Concrete04 为混凝土材料类型.该斜拉桥的桥塔、桥墩与主梁之间的连接方式以及边界条件在有限元中的模拟方式如表 2 所示, $x, y, z$  方向分别为桥梁的顺桥向、横桥向和竖向.本文不考虑基础的影响,将桥塔和桥墩底部假设成固结.

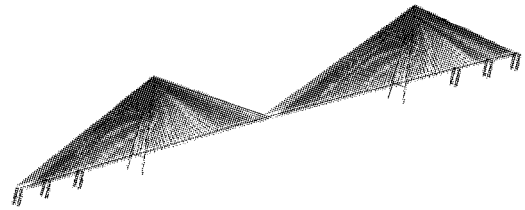


图 3 斜拉桥三维有限元模型

Fig.3 3D finite element model of cable-stayed bridge

表 1 斜拉桥各构件的材料和单元模型

Tab.1 Material and element models for the components of cable-stayed bridge

结构构件	材料	单元	备注
钢主梁	钢材的弹性模量和泊松比	弹性梁单元	
桥塔	顶端锚区	混凝土的弹性模量和泊松比	弹性梁单元
	其余部分	Steel02, Concrete04	纤维梁单元 Steel02 采用 Menegotto & Pinton 模型
桥墩	墩柱	Steel02, Concrete04	纤维梁单元 Concrete04 采用 Mander 模型
	连接件 LS	Steel01	纤维梁单元 Steel01 采用双折线模型
拉索	Steel02	桁架单元模拟	

表 2 斜拉桥有限元模型的连接方式和边界约束条件

Tab.2 Connections and boundary constraints in the FEM of cable-stayed bridge

位置	位移自由度			转动自由度		
	$u_x$	$u_y$	$u_z$	$\theta_x$	$\theta_y$	$\theta_z$
主塔-主梁间	弹性拉索	0	2	2	0	0
1#边墩-主梁间	0	2	2	0	2	0
2#,3#墩-主梁间	2	2	2	0	2	0
主塔和桥墩底	1	1	1	1	1	1

注:1 表示固定约束;0 表示自由滑动(转动);2 表示主从约束.

2.2 地震波选取及地震波输入

2.2.1 地震波选取

选取 3 条地震波,El-Centro 波,该工程场地地震安全性评估报告给出的人工波和 MexicoCity 波,通过调整原始地震波的峰值加速度(PGA)为 0.4 g,作为该桥的顺桥向地震输入,地震波加速度时程和伪加速度反应谱如图 4 所示. El-Centro 波、人工波和 MexicoCity 波的卓越周期(伪加速度反应谱峰值)分别为 0.54 s(1.19 g),0.78 s(1.98 g)和 2.06 s(2.8 g),分别代表了卓越周期为短周期,场地特征周期和长周期的地震波.

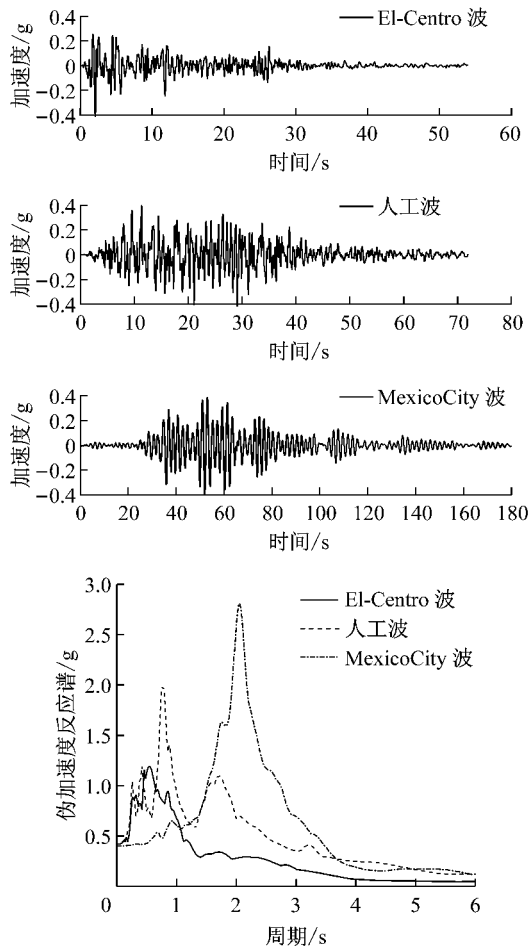


图 4 地震波加速时程和伪加速度反应谱

Fig.4 Acceleration time histories and pseudo-velocity response spectrums of ground motions

2.2.2 地震波输入

选取 8 个塔底和墩底支承点作为地震激励输入点,假定震源在 1#左墩的左侧,地震波从左向右传播各输入点的地震激励存在相应的时间滞后.视波速分别选为 150,250,500,750,1 000,1 500,2 000,2 500,3 000,4 000,5 000 和  $\infty \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$ (一致激励).

3 振动分析

3.1 超大跨斜拉桥动力特性分析

对超大跨斜拉桥的动力特性进行了分析,计算了该桥的前 200 阶振动模式,本文列出了顺桥向的前 20 阶周期(频率)以及相应整体振型(表 3)和桥塔振型(图 5),从表 3 中可以看出,该桥顺桥向前 20 阶固有频率范围为 0.15~0.65 Hz,比较密集;该桥的前 20 阶自振周期范围为 6.72~1.56 s,是较柔的长周期结构;该桥顺桥向的振型是以主梁竖弯和主塔纵弯为主,其中桥塔的振型比较复杂,如图 5 所示,第 1,2,12 和 14—20 等阶振型以塔顶处振动幅值最大,第 3—11 和 13 等阶振型的塔中截面 4(见图 2)处的振动幅值最大.

3.2 振型反应分析

将试设计斜拉桥的各阶振型以左塔塔顶节点振幅为 1 进行正则化,求出各阶振型的  $\Gamma_n$ ,并计算三条地震波取不同视波速下的各阶振型等效地震波  $\ddot{u}_{gn}^l(t)$  的伪加速度反应谱峰值  $A_n$ ,求得试设计斜拉桥在不同地震波不同视波速下的相对振型反应的峰值  $\bar{u}_{sn}(t)$ .由于篇幅有限,表 4 只列出了试设计斜拉桥前 20 阶振型参与系数和三条地震波考虑行波效应下部分工况的伪加速度反应谱峰值  $A_n$ ,从表 4 中可以看出,试设计斜拉桥在顺桥向振型参与系数较大的前 10 阶依次为第 1,2,6,20,3,8,12,7 和 10 阶;在地震动一致激励下,由于对称振型的等效地震波  $\ddot{u}_{gn}^l(t)=0$ ,反应谱峰值  $A_n=0$ ,因此对称振型不发生振动,只有反对称振型发生振动,但考虑行波效应后,对称振型的等效地震波  $\ddot{u}_{gn}^l(t) \neq 0, A_n \neq 0$ ,对称振型被激励也发生振动,同时反对称振型的等效地

表 3 试设计斜拉桥顺桥向前 20 阶周期及相应振型

Tab.3 The first 20 natural periods and vibration modes of the cable-stayed bridge in longitudinal direction

阶数	周期/s(频率/Hz)	振型	阶数	周期/s(频率/Hz)	振型
1	6.716(0.149)	主梁竖弯+主塔纵弯(对称)	11	2.119(0.472)	主梁竖弯+主塔纵弯(对称)
2	5.649(0.177)	主梁竖弯+主塔纵弯(反对称)	12	2.081(0.480)	主梁竖弯+主塔纵弯(反对称)
3	3.948(0.253)	主梁竖弯+主塔纵弯(对称)	13	2.002(0.499)	主梁竖弯+主塔纵弯(对称)
4	3.319(0.301)	主梁竖弯+主塔纵弯(反对称)	14	1.978(0.506)	主梁竖弯+主塔纵弯(反对称)
5	2.896(0.345)	主梁竖弯+主塔纵弯(对称)	15	1.853(0.540)	主梁竖弯+主塔纵弯(对称)
6	2.745(0.364)	主梁竖弯+主塔纵弯(反对称)	16	1.755(0.570)	主梁竖弯+主塔纵弯(反对称)
7	2.499(0.400)	主梁竖弯+主塔纵弯(对称)	17	1.679(0.596)	主梁竖弯+主塔纵弯(对称)
8	2.378(0.420)	主梁竖弯+主塔纵弯(反对称)	18	1.656(0.604)	主梁竖弯+主塔纵弯(反对称)
9	2.271(0.440)	主梁竖弯+主塔纵弯(对称)	19	1.562(0.640)	主梁竖弯+主塔纵弯(对称)
10	2.268(0.441)	主梁竖弯+主塔纵弯(反对称)	20	1.551(0.645)	主梁竖弯+主塔纵弯(反对称)

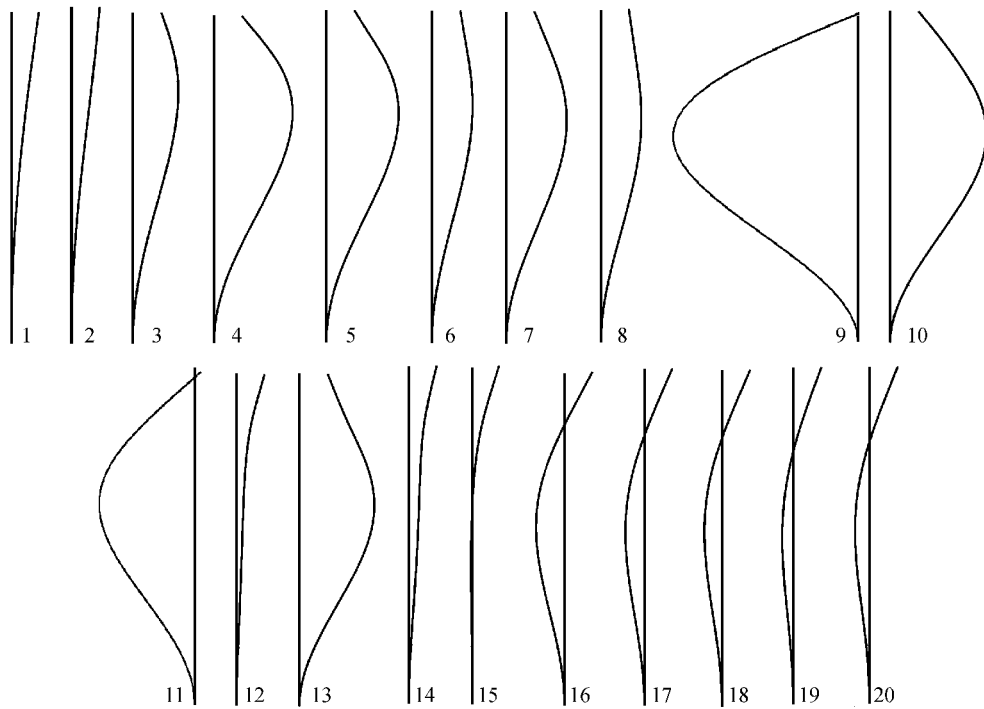


图 5 斜拉桥顺桥向桥塔前 20 阶振型图

Fig.5 The first 20 modes of the pylon in longitudinal direction

表 4 各阶的振型参与系数和等效地震波伪加速度反应峰值

Tab.4 Modal participation factors and the pseudo peak acceleration response spectrum of the equivalent seismic

阶数	振型参与系数 $\Gamma_n/\omega_n^2$	等效地震波伪加速度反应谱峰值/g														
		El-Centro 波					人工波					MexicoCity 波				
		150	500	1 500	3 000	$\infty$	150	500	1 500	3 000	$\infty$	150	500	1 500	3 000	$\infty$
1	0.497	0.03	0.03	0.02	0.01	0	0.11	0.11	0.06	0.03	0	0.1	0.1	0.06	0.04	0
2	0.335	0.03	0.03	0.04	0.05	0.05	0.07	0.05	0.11	0.12	0.12	0.07	0.05	0.1	0.14	0.16
3	0.044	0.05	0.04	0.07	0.04	0	0.16	0.18	0.18	0.1	0	0.16	0.16	0.18	0.11	0
4	0.025	0.1	0.11	0.07	0.12	0.14	0.29	0.28	0.23	0.32	0.37	0.31	0.37	0.21	0.43	0.52
5	0.013	0.13	0.07	0.17	0.12	0	0.23	0.18	0.32	0.18	0	0.61	0.36	0.67	0.41	0
6	0.171	0.11	0.19	0.11	0.19	0.21	0.25	0.41	0.19	0.35	0.42	0.4	0.83	0.35	0.84	1.01
7	0.038	0.16	0.11	0.24	0.15	0	0.3	0.23	0.45	0.28	0	1.06	0.67	1.09	0.67	0
8	0.042	0.15	0.19	0.09	0.22	0.29	0.39	0.45	0.23	0.47	0.57	0.9	0.92	0.38	1.11	1.38
9	-0.001	0.15	0.16	0.28	0.17	0	0.39	0.38	0.58	0.39	0	1.41	1.19	1.6	1.00	0
10	0.023	0.15	0.19	0.09	0.22	0.29	0.4	0.42	0.21	0.5	0.61	1.23	1.05	0.4	1.35	1.7
11	-0.001	0.19	0.22	0.28	0.18	0	0.52	0.46	0.65	0.45	0	2.35	2.09	2.42	1.58	0
12	0.039	0.15	0.17	0.09	0.22	0.29	0.34	0.42	0.18	0.54	0.7	1.5	1.25	0.44	2.1	2.75
13	0.018	0.17	0.26	0.28	0.19	0	0.55	0.59	0.61	0.43	0	2.52	2.22	2.53	1.65	0
14	0.007	0.16	0.17	0.09	0.21	0.28	0.38	0.44	0.18	0.49	0.72	1.51	1.07	0.38	1.86	2.41
15	0	0.19	0.27	0.29	0.21	0	0.53	0.82	0.87	0.69	0	1.49	1.43	1.56	1.03	0
16	-0.005	0.17	0.16	0.09	0.22	0.34	0.57	0.55	0.25	0.72	1.07	0.87	0.62	0.23	1.21	1.64
17	-0.017	0.22	0.29	0.33	0.26	0	0.91	0.99	1.05	0.83	0	1.31	1.18	1.42	0.97	0
18	-0.005	0.17	0.19	0.1	0.24	0.34	0.58	0.64	0.29	0.71	1.06	0.74	0.52	0.21	0.99	1.34
19	-0.007	0.17	0.26	0.32	0.28	0	0.76	0.84	1	0.79	0	1.01	0.92	1.14	0.8	0
20	0.055	0.19	0.22	0.12	0.23	0.32	0.53	0.54	0.29	0.62	1.03	0.6	0.54	0.23	0.8	1.11

震波反应谱峰值  $A_n$  减小. 在短周期 El-Centro 波和人工波的作用下, 高阶的反应谱峰值较大, 而在 MexicoCity 波的作用下, 8—14 阶的反应谱峰值较

大, 这是由于长周期的 MexicoCity 波卓越周期接近于第 12 阶的自振周期.

图 6 给出了三条地震波考虑行波效应( $v=1 500$

$m \cdot s^{-1}$ 激励和一致激励下的各阶相对振型反应峰值  $\bar{u}_{sn}(t)$  对比分析,从图中可以看出,在一致激励下,第 6,2,20,8 和 12 等阶反对称振型的反应峰值较大,相对贡献较大,考虑行波效应后,反对称振型的反应峰值减小,对称振型的反应峰值增大,第 6,2,1,7 和 17 阶相对贡献较大;在长周期 MexicoCity 波的作用下,一致激励时第 12 阶相对贡献较为显著,而考虑行波效应后,第 13 阶相对贡献较为显著。

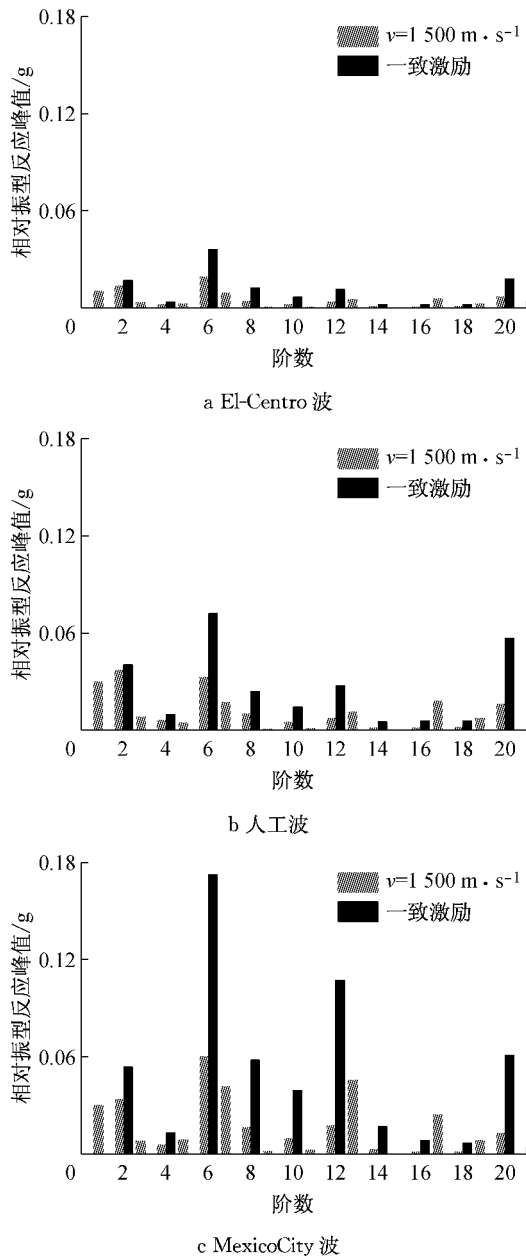


图 6 相对振型反应峰值

Fig.6 Relative peak modal responses

从以上分析可得,行波效应对超大跨斜拉桥的各阶振型反应相对贡献产生了一定的影响,这种影响随地震波和视波速的不同而不同;由超大跨斜拉

桥的动力特性(表 3 和图 5)可知,第 8,12 阶与第 7,13 阶振型有很大的差异,其中第 8,12 阶振型的塔顶处振动幅值最大,而第 7,13 阶振型的塔中截面 4 处的振动幅值最大,各阶振型反应相对贡献的改变可能会使塔顶反应减小,但不一定会使塔中截面 4 处反应也减小,因此,行波效应对超大跨斜拉桥的动反应影响还随节点部位的不同而不同。

#### 4 拟静力位移分析

根据式(8)对拟静力位移进行了分析,研究行波效应带来的各支承点地震动位移差异性对超大跨斜拉桥结构变形的影响.图 7 和表 5 分别给出了人工波作用下视波速取  $150 m \cdot s^{-1}$  时两主塔之间相对位移  $\Delta u_g(t)$  和塔顶相对塔底的相对位移  $u_s^s(t)$  时程曲线和两者幅值随视波速的变化.从图 7 可以看出,桥塔塔顶相对位移幅值随着两主塔之间地震动相对位移的增大而增大.从表 5 中可以看出,两主塔之间地震动相对位移幅值随视波速的变化根据地震波的不

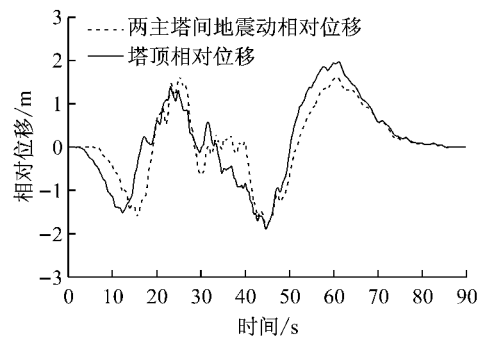


图 7 两主塔地震动相对位移和塔顶相对位移时程曲线

Fig.7 The ground motion relative displacement between two pylons and the deformation at the top of pylon

表 5 拟静力位移幅值

Tab.5 Pseudo-static displacement amplitudes

视波速/ $m \cdot s^{-1}$	El-Centro 波		人工波		MexicoCity 波	
	$u_{sn}^s$	$Du_{gn}^s$	$u_{gn}^s$	$Du_{sn}^s$	$u_{gn}^s$	$Du_{sn}^s$
150	3.63	3.53	1.97	1.89	0.72	1.06
250	3.07	2.42	1.64	1.64	0.75	0.67
500	1.80	1.33	1.49	1.46	0.81	0.89
750	1.23	0.96	1.42	1.08	0.68	0.76
1000	0.93	0.75	1.11	0.86	0.73	1.06
1500	0.70	0.59	0.78	0.61	1.08	1.01
2000	0.58	0.46	0.62	0.53	1.02	0.84
2500	0.49	0.36	0.57	0.47	0.91	0.71
3000	0.40	0.30	0.51	0.41	0.79	0.60
4000	0.29	0.24	0.43	0.33	0.61	0.46
5000	0.24	0.21	0.36	0.28	0.50	0.38
$\infty$	0	0	0	0	0	0

同而不同,在 El-Centro 波和人工波的作用下,随着视波速的增大,两主塔之间地震动相对位移幅值和桥塔塔顶的相对位移减小,但在 MexicoCity 波的作用下,随着视波速的增大,两主塔之间地震动相对位移幅值和桥塔塔顶的相对位移幅值先增大后减小。

### 5 地震损伤分析

采用位移输入法对试设计斜拉桥进行地震时程分析,以桥墩与桥塔的关键部位位移和损伤指标以及耗能构件 LS 的耗能为分析对象,研究行波效应对超大跨斜拉桥地震反应和损伤的影响。

对于桥墩和桥塔等以受压弯为主钢筋混凝土构件的地震损伤程度,采用经典的 Park 损伤指标  $D_1$  来描述。为了合理反应弹塑性变形和地震引起的低周疲劳效应, Park 等<sup>[18-19]</sup>提出了可考虑位移与耗能等因素共同影响的损伤指标  $D_1$ ,即由构件最大变形和累积滞回耗能线性叠加而成,随后 Kunnath<sup>[20]</sup>对 Park 损伤模型进行了修正,从截面层次对构件进行损伤描述,其表达式为

$$D_1 = \frac{\phi_m - \phi_y}{\phi_u - \phi_y} + \beta \frac{E_H}{\phi_u M_y} \quad (17)$$

式中,  $\phi_m$  为构件截面在弹塑性地震响应中的最大曲

率;  $\phi_u$ ,  $\phi_y$  和  $M_y$  分别为构件截面的屈服曲率,极限曲率和屈服弯矩;  $E_H$  为构件在地震作用过程中累积滞回耗能;  $\beta$  为非负耗能因子或强度退化参数。

损伤等级分为无损伤(DS1)、轻微损伤(DS2)、中等损伤(DS3)、严重损伤(DS4)及局部失效或倒塌(DS5),与之相对应的损伤指数分别为 0~0.1, 0.1~0.25, 0.25~0.4, 0.4~1.0 及大于 1.0,当损伤指数超过 1.0 表示结构、构件已发生倒塌或局部失效<sup>[16]</sup>。

#### 5.1 桥墩地震损伤及耗能构件 LS 分析

图 8~图 10 分别给出了不同地震激励下墩顶相对位移幅值、墩底 Park 损伤指数幅值和全桥的耗能构件 LS 总滞回耗能幅值随视波速的变化关系。由图 8~图 10 可以看出:随着视波速的增大,墩顶相对位移幅值先是在低视波速段呈振荡变化,随后在视波速大于 3 000  $m \cdot s^{-1}$  趋于平缓;由于桥墩以弯剪变形为主,墩顶相对位移是反映桥墩变形的重要特征值,桥墩内力和耗能构件内力都是随着墩顶相对位移的增大而增大,因此行波效应对墩底损伤和耗能构件耗能作用的影响与对墩顶位移的影响是一致的;对于辅助墩的地震反应和损伤程度,与地震波一致激励相比,考虑行波效应后,在短周期地震波作用下是增大的,而在长周期地震波作用下是减小的。

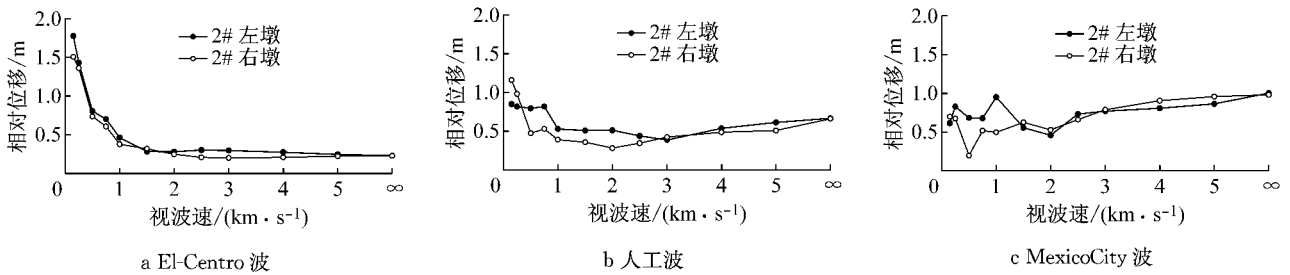


图 8 墩顶相对位移幅值随视波速的变化

Fig.8 The top displacement amplitude curves of the pier with apparent wave velocities

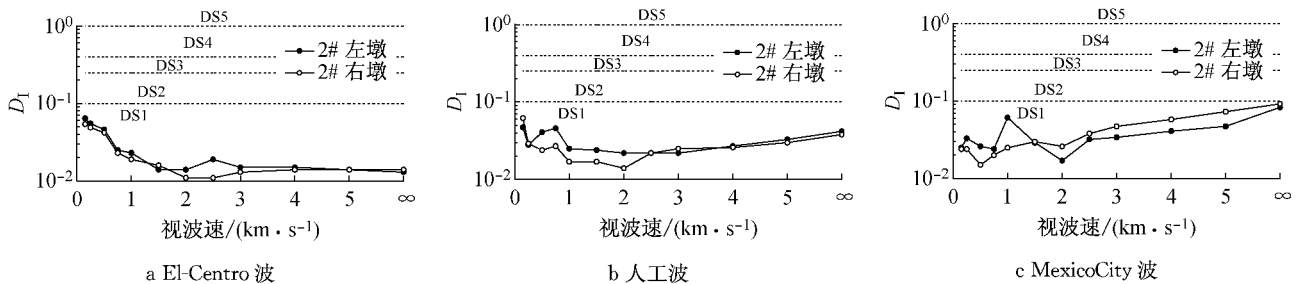


图 9 墩底 Park 损伤指数幅值随视波速的变化

Fig.9 The park  $D_1$  curves at the bottom of pier with apparent wave velocities



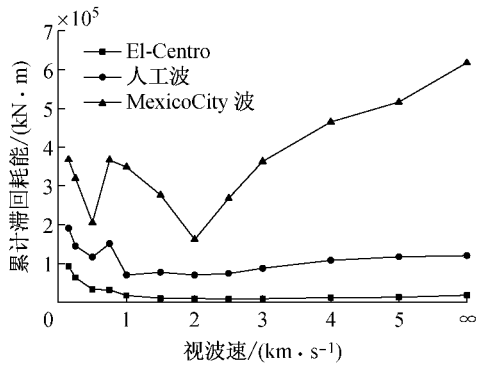


图 10 耗能构件 LS 总滞回耗能随视波速的变化

Fig. 10 Total hysteretic energy curves of energy-dissipation components LS with apparent wave velocities

### 5.2 桥塔地震损伤分析

图 11 给出了不同地震波激励下塔顶和塔中截面4处的相对位移幅值随视波速的变化曲线,从图11

可以看出:在短周期地震波作用下,视波速较小时,行波效应使桥塔的相对位移幅值增大,但视波速较大时,行波效应对其影响较小,稍有减小.在长周期地震波作用下,桥塔相对位移在低视波速段呈振荡变化,视波速大于 3 000 m · s<sup>-1</sup> 趋于平缓;行波效应减小了塔顶处的相对位移幅值,但增大了塔中的相对位移幅值.

图 12 给出了视波速为 1 500 m · s<sup>-1</sup> 行波激励下与一致激励下的桥塔地震损伤指数随塔高的变化曲线,可以看出,行波效应对锚固区和塔梁连接处的桥塔部位地震损伤的影响较小,对两者之间的桥塔中间部位和塔底部位的地震损伤的影响非常大,因此下面选择桥塔截面 4 和塔底截面作为关键截面对桥塔地震损伤的行波效应进行研究.

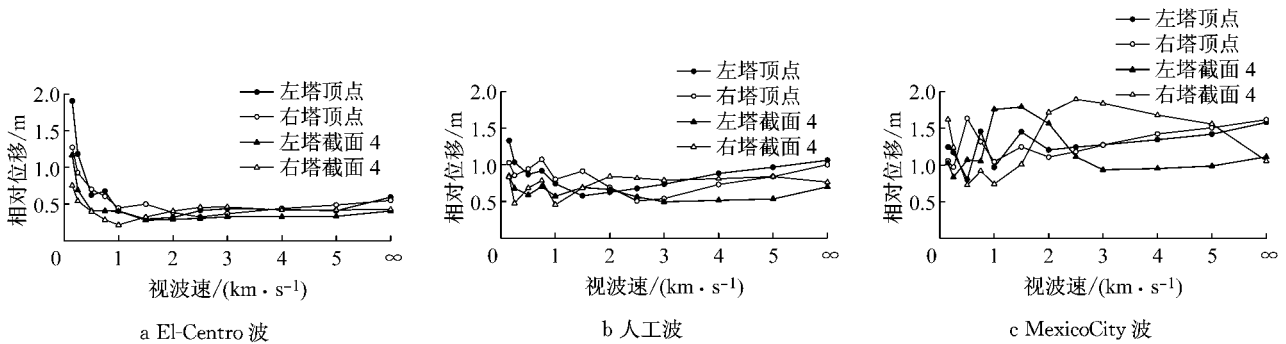


图 11 桥塔关键位置的相对位移幅值随视波速的变化

Fig. 11 Displacement amplitude curves at the keypositions of the pylons with apparent wave velocities

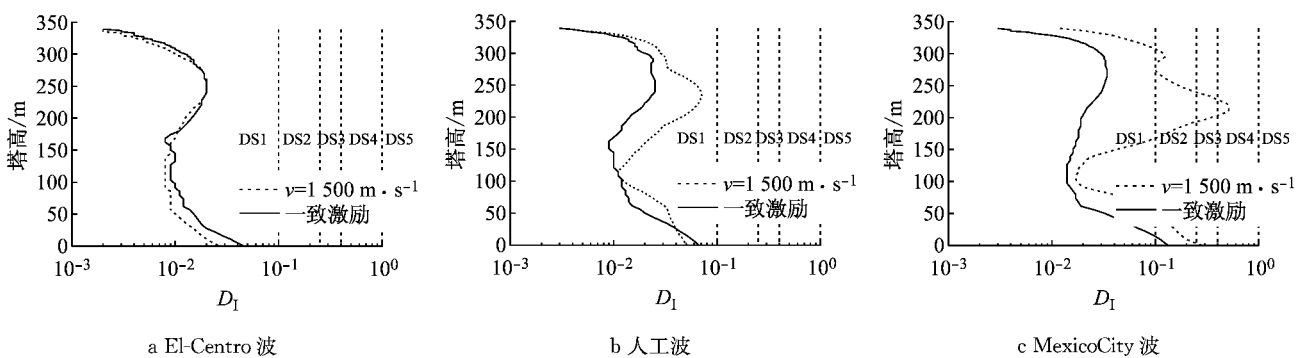


图 12 桥塔 Park 损伤指数随塔高的变化

Fig. 12 The Park DI curves with the height of the pylon

图 13 给出了塔底和塔中截面 4 的 Park 损伤指数随视波速的变化,从图 13 可以看出,对于塔底部位而言,在不同频率的地震波作用下行波效应对地震损伤的影响不尽相同,在短周期地震波作用下 Park 损伤指数稍有减小,而在长周期地震波作用下 Park 损伤指数增大,尤其在较低的视波速段;对于塔

中部位截面 4 而言,行波效应增大了 Park 损伤指数,尤其是在长周期 MexicoCity 波的视波速为 1 000 ~ 3 000 m · s<sup>-1</sup> 的作用下;地震波从左向右传播,对于左塔和右塔的地震损伤,行波效应的影响不尽相同,视波速为 1 500 m · s<sup>-1</sup> 时对左塔的影响最大,而视波速为 2 500 m · s<sup>-1</sup> 时对右塔的影响最大.

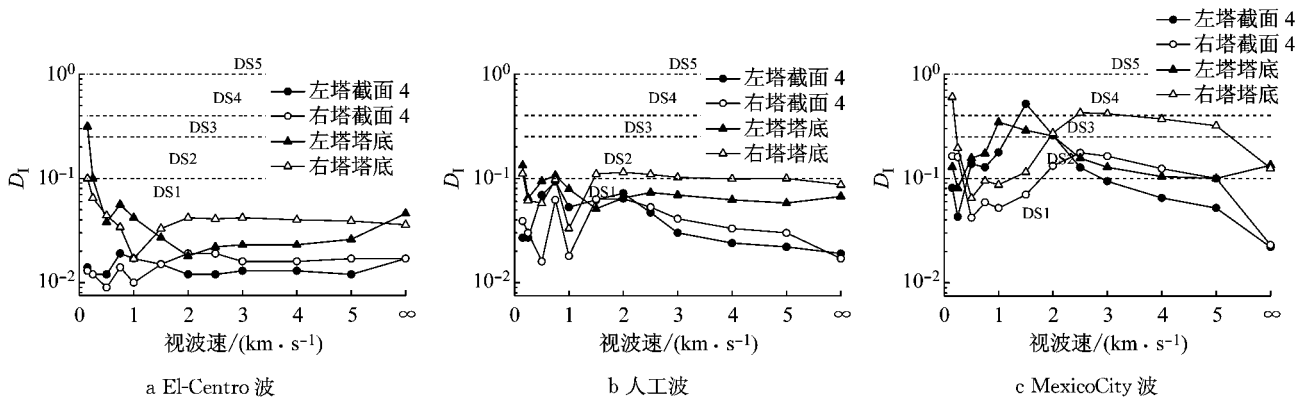


图 13 桥塔关键位置 Park 损伤指数随视波速的变化

Fig. 13 The Park DI curves at the key positions of the pylons with apparent wave velocities

## 6 结论

采用位移输入时程分析法,研究了行波效应对试设计的主跨 1 400 m 斜拉桥顺桥向耗能体系地震反应的影响,并结合相对运动法,对行波效应作了一些定性的机理分析.基于相对运动法分析和数值模拟结果,得到以下结论:

(1) 振型反应分析表明:行波效应引起的各支承点处地震加速度的差异使超大跨斜拉桥各阶振型反应贡献有很大的改变,从对动反应部分的影响较大,这种影响随地震波、视波速和节点部位的不同而不同.

(2) 拟静力位移分析结果表明,行波效应引起的各支承点处地震动位移的差异使超大跨斜拉桥结构发生变形,这种变形基本随着两主塔之间地震动的相对位移增大而增大.

(3) 数值模拟结果表明,行波效应对超大跨斜拉桥的耗能辅助墩的地震反应和损伤的影响是有利的,而对桥塔的地震反应和损伤的影响是不利的.当所有支承点地震输入总能量相同时,行波效应减小了耗能辅助墩的耗能作用,增大了桥塔的损伤.

### 参考文献:

[1] 项海帆. 斜张桥在行波作用下的地震反应分析[J]. 同济大学学报:自然科学版, 1983, 11(2): 1.  
XIANG Haifan. Earthquake response analysis of cable-stayed bridges under the action of travelling waves[J]. Journal of Tongji University: Natural Science, 1983, 11(2): 1.

[2] 范立础, 袁万城, 胡世德. 上海南浦大桥纵向地震反应分析

[J]. 土木工程学报, 1992(3): 2.

FAN Lichu, YUAN Wancheng, HU Shide. Longitudinal seismic response analysis for shanghai Nanpu bridge[J]. China Civil Engineering Journal, 1992(3): 2.

[3] 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.

FAN Lichu, WANG Junjie, CHEN Wei. Response characteristics of long-span cable-stayed bridges under non-uniform seismic action [J]. Chinese Journal of Computation Mechanics, 2001, 18(3): 358.

[4] 史志利. 大跨度桥梁多点激励地震反应分析与 MR 阻尼器控制[D]. 天津: 天津大学, 2004.

SHI Zhili. Seismic response analysis and MR damper control for long-span bridges under multi-support excitations[D]. Tianjin: Tianjin University, 2004.

[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.

[6] 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(6): 61.

CHEN Youping, ZHOU Hongye. Seismic behavior of cable-stayed bridges under travelling wave excitation[J]. China Civil Engineering Journal, 1996(6): 61.

[7] 李忠献, 黄健, 丁阳, 等. 不同地震激励下大跨度斜拉桥的地震反应分析[J]. 中国公路学报, 2005, 18(3): 48.

LI Zhongxian, HUANG Jian, DING Yang, et al. Seismic responses of long-span cable-stayed bridges under different patterns of earthquake excitations [J]. China Journal of Highway and Transport, 2005, 18(3): 48.

[8] 武芳文, 赵雷. 地震动空间变异性对千米级斜拉桥结构随机地震反应的影响[J]. 地震工程与工程振动, 2009, 29(5): 118.

WU Fangwen, ZHAO Lei. Influence of spatial variation of seismic ground motion on thousand-meter scale cable-stayed bridge[J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2009, 29(5): 118.

- [9] 张巍,陈清军. 土-桩-结构非线性相互作用体系行波效应的并行计算分析[J]. 湖南大学学报:自然科学版, 2012, 39(6): 19.  
ZHANG Wei, CHEN Qingjun. Parallel computing analysis of the travelling wave effect of soil-pile-structure nonlinear interaction system[J]. Journal of Hunan University: Natural Sciences, 2012, 39(6): 19.
- [10] 陈清军,张婷,陈志海,等. 长周期随机地震作用下超大跨斜拉桥的行波效应分析[J]. 湖南大学学报:自然科学版, 2014, 41(4): 1.  
CHEN Qingjun, ZHANG Ting, CHEN Zhihai, *et al.* Traveling wave effect analysis of super-long span cable-stayed bridge under long-period stochastic seismic excitation[J]. Journal of Hunan University: Natural Sciences, 2014, 41(4): 1.
- [11] 叶爱君,胡世德,范立础. 超大跨度斜拉桥的地震位移控制[J]. 土木工程学报, 2004, 37(12): 38.  
YE Aijun, HU Shide, FAN Lichu. Seismic displacement control for super-long-span cable-stayed bridges [J]. China Civil Engineering Journal, 2004, 37(12): 38.
- [12] 徐利平. 超大跨径斜拉桥的结构体系分析[J]. 同济大学学报:自然科学版, 2003, 31(4): 400.  
XU Liping. Structural system analysis for super-long span cable-stayed bridges[J]. Journal of Tongji University: Natural Science, 2003, 31(4): 400.
- [13] 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.  
HE Qingxiang, SHEN Zuyan. Review of structural seismic analysis of travelling wave effects[J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2009, 29(1): 50.
- [14] 罗超,楼梦麟,桂国庆. 大跨度结构多点地震反应计算方法的比较[J]. 同济大学学报:自然科学版, 2014, 43(1): 8.  
LUO Chao, LOU Menglin, GUI Guoqing. Comparison for calculation methods of long-span structure under multi-support seismic excitation[J]. Journal of Tongji University: Natural Science, 2014, 43(1): 8.
- [15] Chopra A K. Dynamics of structures-theory and applications of earthquake engineering [M]. 3rd ed. Beijing: Tsinghua University Press, 2009.
- [16] 谢文,孙利民. 超大跨斜拉桥顺桥向地震损伤分析与控制[J]. 建筑科学与工程学报, 2014(4): 58.  
XIE Wen, SUN Limin. Seismic damage analysis and control of super long-span cable-stayed bridges in longitudinal direction [J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2014(4): 58.
- [17] 孙利民,魏俊. 大跨度斜拉桥耗能型辅助墩抗震性能试验研究[J]. 同济大学学报:自然科学版, 2013, 41(9): 1333.  
SUN Limin, WEI Jun. Experimental investigation on seismic performance of energy dissipation subsidiary piers for long-span cable-stayed bridges[J]. Journal of Tongji University: Natural Science, 2013, 41(9): 1333.
- [18] Park Y J, Ang A H S. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete [J]. Journal of Structural Engineering, 1985, 111(4): 319.
- [19] Park Y J, Ang A H S, Wen Y K. Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings [J]. Journal of Structural Engineering, 1985, 111(4): 740.
- [20] Kunnath S K, Reinhorn A M, Lobo R F. IDARC Version 3.0: a program for the inelastic damage analysis of reinforced concrete structures [R]. [S. l.]: US National Center for Earthquake Engineering Research, 1992.