

## 基于动力指纹的斜拉桥桥塔冲刷深度识别方法\*

熊文<sup>1†</sup>,董夏鑫<sup>1</sup>,唐平波<sup>2</sup>,张学峰<sup>3,4</sup>,叶见曙<sup>1</sup>

(1. 东南大学 交通学院,江苏 南京 210096; 2. 亚利桑那州立大学 可持续工程与建筑环境学院,亚利桑那州 坦普 85281;  
3. 交通运输部 公路科学研究所,北京 100088; 4. 西安建筑科技大学 土木工程学院,陕西 西安 710052)

**摘要:**提出了一种基于动力指纹的斜拉桥桥塔冲刷深度识别方法.利用理论分析得到不同冲刷深度与所提出的动力指纹之间的定量关系;进而在常规桥梁检测中得到桥梁野外状态下的动力特性实测数据,通过反演分析利用预先得到的定量关系最终得到对应的桥塔冲刷深度.为研究该方法的适用性与可行性,分别提出全桥固有频率以及模态柔度位移两种动力指纹构成形式,并基于宁波招宝山大桥(斜拉桥),采用数值仿真的手段,分析两种动力指纹与冲刷深度之间的定量关系特征.分析结果表明:通过跟踪两种动力指纹变化情况,均可较好地斜拉桥桥塔冲刷深度进行定量识别;特别采用主梁竖弯振型或主塔横弯振型构建模态柔度位移指标时可得到更为敏感的冲刷识别效果.该方法可借助常规桥梁检测项目对桥塔冲刷状态完成定性判断及定量分析,具备计算逻辑严密、监测设备经济性好、完全避免水下操作等特点,在上部结构动力特征正确识别的基础上,可实现斜拉桥桥塔冲刷深度的准确预测.

**关键词:**桥塔冲刷;斜拉桥;动力指纹;自振频率;振型;柔度矩阵

**中图分类号:**U446.3

**文献标志码:**A

## Identification Method for Pylon Scour Depth of Cable-stayed Bridges by Tracing Dynamic Index

XIONG Wen<sup>1†</sup>, DONG Xiixin<sup>1</sup>, TANG Pingbo<sup>2</sup>, ZHANG Xuefeng<sup>3,4</sup>, YE Jianshu<sup>1</sup>

(1. School of Transportation, Southeast University, Nanjing 210096, China;  
2. School of Sustainable Engineering and the Built Environment, Arizona State University, Tempe 85281, USA;  
3. Research Institute of Highway, Ministry of Transport, Beijing 100088, China;  
4. School of Civil Engineering, Xi'an University of Architecture and Technology, Xi'an 710052, China)

**Abstract:** This paper proposed an identifying method of scour condition of cable-stayed bridge pylon by tracing the dynamic index. Firstly the quantitative relationship between the identification index and scour depth is theoretically simulated by a series of parametric study. Once the identification index is obtained based on the monitored dynamic performances during the bridge routine measurement, the scour depth of pylons at the moment of monitoring can be directly deduced by the pre-obtained quantitative relationship. In order to investigate the feasibility of this method, two identification indexes such as the natural

\* 收稿日期:2016-11-08

基金项目:国家自然科学基金资助项目(51208097), National Natural Science Foundation of China(51208097); 交通运输部建设科技项目(2014 318 J14 250), Science and Technology Project on Transportation Construction by the Ministry of Transport of the People's Republic of China(2014 318 J14 250); 江苏省自然科学基金资助项目(BK20161417), Natural Science Foundation of Jiangsu Province of China(BK20161417); 中央高校基本科研业务费专项资金资助项目(2242016R30023), Fundamental Research Funds for the Central Universities(2242016R30023)

作者简介:熊文(1982—),男,安徽金寨人,东南大学副教授,博士

† 通讯联系人, E-mail: wxiong@seu.edu.cn

frequency of bridge and deformation of modal flexibility were proposed. As a case study, the relationships between these two identification indexes and scour depth of pylon were carefully analyzed based on Finite Element (FE) model of Ningbo Zhaobaoshan bridge (a cable-stayed bridge). The results indicate that the pylon scour depth of cable-stayed bridges can be quantitatively identified by tracing the identification indexes. Especially, the indexes including the deformation of modal flexibility built by the vibration modes of vertical bending of girder and transverse bending of pylon show much more sensitive and better identification effects than those of other indexes. It can be concluded that the proposed identifying method for pylon scour depth by tracing the dynamic index has the advantages of accurate calculation logic, convenience, and good economical efficiency without underwater operation. The scour depth can be correctly predicted as long as the dynamic performances of bridges are accurately measured and traced.

**Key words:** scour of pylons; cable-stayed bridges; dynamic index; natural frequency of vibration; mode of vibration; flexibility matrix

洪水和冲刷是导致实际桥梁坍塌事故的最普遍原因。Wardhana 等曾在报告中指出, 大约 48% 的桥梁坍塌事故源于流体荷载, 而流体荷载主要包括冲刷与洪水作用<sup>[1]</sup>。其中冲刷作用是指在水流长期冲蚀淘刷作用下, 基础周围土颗粒逐渐被水流带走, 土体被掏空的过程。我国自 20 世纪 90 年代以来兴建了众多跨江通道, 使得我国大跨径桥梁设计理论和施工配套技术得到了极大发展, 其中无论桥塔还是桥墩, 多采用桩基础结构。例如南京长江二桥、铜陵长江大桥以及润扬北汊大桥(均为双塔斜拉桥)的最大局部冲刷深度分别达到 20 m, 24 m 以及 18 m<sup>[2-3]</sup>。

一般来说, 大跨径斜拉桥所处区域相对于中小跨径桥梁的基础冲刷水文环境更为复杂, 水深流急、河床松散, 导致桥塔、桥墩的局部冲刷具有深度大、范围广、不均匀的特点。基础局部冲刷除了会降低桥塔、桥墩以及上部结构的横向稳定性外, 还会明显减小单桩承载能力; 另外, 基础局部冲刷深度越大, 船舶撞击所产生的桩基应力就越大<sup>[4]</sup>。因此, 准确便利地识别冲刷深度对桥梁结构保持健康运行状态和及时应对潜在危害有着极其重要的作用。

当今冲刷监测手段主要基于雷达技术、声纳技术或者潜水员直接观察等方式对桥梁基础冲刷深度进行直接量测<sup>[5-7]</sup>, 但是其中的发射、接收装置以及人力均非常昂贵, 传感器容易受到水文条件的干扰而引起较大测量误差, 且安装时受到实际环境与气候的限制, 无法在桥梁检测中全面、长期地得到应用<sup>[8-9]</sup>。

大跨径桥梁基础冲刷实质上是对结构有效约束的削弱, 可直接改变结构刚度以及相对应的动力

特性, 显然亦可作为一种结构损伤的形式进行识别。对此虽已有学者开展相关研究, 但仍多以定性分析为主<sup>[10-12]</sup>。本文提出一种基于动力指纹的斜拉桥桥塔冲刷深度识别方法。该方法首先利用理论分析得到不同冲刷深度与所提出动力指纹之间的定量关系; 进而在常规桥梁检测中得到桥梁野外状态下的动力特性实测数据, 通过反演分析, 利用预先得到的定量关系最终得到对应的桥塔冲刷深度。为研究该方法的适用性与可行性, 分别提出全桥固有频率以及模态柔度位移两种动力指纹构成形式, 并基于宁波招宝山大桥(斜拉桥), 采用数值仿真的手段, 分析两种动力指纹与冲刷深度之间的定量关系特征。分析结果表明, 通过跟踪两种动力指纹变化情况, 均可较好地斜拉桥桥塔冲刷深度进行定量识别; 特别采用主梁竖弯振型或主塔横弯振型构建模态柔度位移指标时可得到更为敏感的冲刷识别效果。该方法可借助常规桥梁检测项目对桥塔冲刷状态完成定性判断及定量分析, 具备计算逻辑严密、监测设备经济性好、完全避免水下操作等特点, 在上部结构动力特征正确识别的基础上, 可实现斜拉桥桥塔冲刷深度的准确预测。

## 1 基本理论方程

无阻尼自由振动的运动特征方程为<sup>[13-14]</sup>:

$$(\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M}) \boldsymbol{\varphi} = 0. \quad (1)$$

式中:  $\mathbf{K}$  为刚度矩阵;  $\omega$  为自振频率;  $\mathbf{M}$  为质量矩阵;  $\boldsymbol{\varphi}$  为自振频率所对应的振型向量。

结构发生损伤后(桥塔冲刷), 则有:

$$(\mathbf{K}_d - \omega_d^2 \mathbf{M}_d) \boldsymbol{\varphi}_d = 0. \quad (2)$$

式中:  $\mathbf{K}_d$  为损伤后刚度矩阵;  $\omega_d$  为损伤后自振频率;  $\mathbf{M}_d$  为损伤后质量矩阵;  $\boldsymbol{\varphi}_d$  为损伤后自振频率所对应的振型向量。

斜拉桥桥塔冲刷通常不会影响结构的质量特性,因此可认为桥塔冲刷前后的质量矩阵  $\mathbf{M}$  保持不变,进而分别用  $\Delta\mathbf{K}$ ,  $\Delta\omega^2$ ,  $\Delta\boldsymbol{\varphi}$  表示桥塔冲刷后刚度矩阵、自振频率(特征值平方)以及振型(特征)向量的变化,则有:

$$\mathbf{K}_d = \mathbf{K} + \Delta\mathbf{K}, \quad (3)$$

$$\omega_d^2 = \omega^2 + \Delta\omega^2, \quad (4)$$

$$\boldsymbol{\varphi}_d = \boldsymbol{\varphi} + \Delta\boldsymbol{\varphi}. \quad (5)$$

从而式(1)可写为:

$$[(\mathbf{K} + \Delta\mathbf{K}) - (\omega^2 + \Delta\omega^2)\mathbf{M}](\boldsymbol{\varphi} + \Delta\boldsymbol{\varphi}) = 0. \quad (6)$$

显然,通过对刚度、自振频率以及阵型变化量的识别,理论上可定性或定量反演出引起这些变化的原因,本文中即为桥塔冲刷深度。

## 2 动力指纹构建形式

### 2.1 固有频率变化指标

固有频率具有便于测量、识别精度较高、抗噪能力强的特点,但是固有频率是结构的宏观动力特性,不同位置的结构损伤可能导致相同的频率改变。另外,桥梁结构的高阶固有频率难以实际量测,所以固有频率变化指标一般仅用于判断是否存在损伤,或者依据频率测量值与灵敏度分析预估损伤位置与程度。

具体来说,将  $\boldsymbol{\varphi}^T$  同时左乘在损伤后基本动力方程(6)的两边,并展开且忽略二阶小量,则式(6)可写为:

$$\Delta\omega^2 = (\boldsymbol{\varphi}^T \Delta\mathbf{K} \boldsymbol{\varphi}) / (\boldsymbol{\varphi}^T \mathbf{M} \boldsymbol{\varphi}). \quad (7)$$

将结构整体刚度矩阵  $\mathbf{K}$  分解为  $N$  个单元刚度矩阵  $\mathbf{K}_n$  的叠加  $\sum_{n=1}^N \mathbf{K}_n$ ,  $\Delta\mathbf{K}_n$  表示第  $n$  个单元的刚度变化,则有  $\Delta\mathbf{K} = \sum_{n=1}^N \Delta\mathbf{K}_n$ . 第  $i$  阶结构振型  $\boldsymbol{\varphi}_i$  中第  $n$  个单元所对应的位移或变形记作  $\boldsymbol{\varepsilon}_n(\boldsymbol{\varphi}_i) = f(\boldsymbol{\varphi}_i)$ . 所以在第  $i$  阶模态下,有:

$$\boldsymbol{\varphi}_i^T \Delta\mathbf{K} \boldsymbol{\varphi}_i = \sum_{n=1}^N \boldsymbol{\varepsilon}_n^T(\boldsymbol{\varphi}_i) \Delta\mathbf{K}_n \boldsymbol{\varepsilon}_n(\boldsymbol{\varphi}_i). \quad (8)$$

假设损伤单元总数为  $J$  个,即  $J$  个单元存在  $\Delta\mathbf{K}_n$ , 将式(8)代入式(7),得到:

$$\Delta\omega_i^2 = \left[ \sum_{n=1}^J \boldsymbol{\varepsilon}_n^T(\boldsymbol{\varphi}_i) \Delta\mathbf{K}_n \boldsymbol{\varepsilon}_n(\boldsymbol{\varphi}_i) \right] / (\boldsymbol{\varphi}_i^T \mathbf{M} \boldsymbol{\varphi}_i). \quad (9)$$

对于类似桥塔冲刷这种单损伤且位置明确的情况,假设损伤单元为第  $j$  个单元,引入单元损伤程度指标  $\alpha_j$ , 利用式(9),则有:

$$\Delta\omega_i^2 = [\alpha_j \boldsymbol{\varepsilon}_j^T(\boldsymbol{\varphi}_i) \mathbf{K}_j \boldsymbol{\varepsilon}_j(\boldsymbol{\varphi}_i)] / (\boldsymbol{\varphi}_i^T \mathbf{M} \boldsymbol{\varphi}_i). \quad (10)$$

另外考虑到未损伤结构的基本动力方程(式(1)),可得:

$$\text{FCR}_i = \frac{\Delta\omega_i}{\omega_i} = \frac{\sqrt{\boldsymbol{\varphi}_i^T \Delta\mathbf{K} \boldsymbol{\varphi}_i}}{\sqrt{\boldsymbol{\varphi}_i^T \mathbf{K} \boldsymbol{\varphi}_i}} = \frac{\sqrt{\alpha_j \boldsymbol{\varepsilon}_j^T(\boldsymbol{\varphi}_i) \mathbf{K}_j \boldsymbol{\varepsilon}_j(\boldsymbol{\varphi}_i)}}{\sqrt{\boldsymbol{\varphi}_i^T \mathbf{K} \boldsymbol{\varphi}_i}}. \quad (11)$$

从式(11)可看出,基于第  $i$  阶模态的固有频率变化指标  $\text{FCR}_i$  与损伤位置(损伤单元  $j$ )与相应损伤程度  $\alpha_j$  相关.对于桥塔冲刷这种结构损伤位置已知情况,理论上可定量建立固有频率变化指标与损伤程度(即冲刷深度)之间的对应关系。

### 2.2 模态柔度位移指标

基于模态的柔度位移指标主要利用动态测量结构柔度矩阵的变化来反映结构局部损伤.柔度矩阵即刚度矩阵的逆矩阵,用于反映施加静态力与结构位移之间的关系.柔度矩阵可利用相对质量矩阵进行标准化处理后的振型矩阵得到,推导过程如下。

令

$$\boldsymbol{\Lambda} = \begin{bmatrix} \omega_1^2 & & & \\ & \omega_2^2 & & \\ & & \ddots & \\ & & & \omega_n^2 \end{bmatrix}. \quad (12)$$

由无阻尼自由振动的运动特征方程(式(1))可得:

$$\mathbf{K} \boldsymbol{\varphi} = \mathbf{M} \boldsymbol{\varphi} \boldsymbol{\Lambda}. \quad (13)$$

在式(13)等号两边左乘  $\boldsymbol{\varphi}^T$ , 则有:

$$\boldsymbol{\varphi}^T \mathbf{K} \boldsymbol{\varphi} = \boldsymbol{\varphi}^T \mathbf{M} \boldsymbol{\varphi} \boldsymbol{\Lambda}. \quad (14)$$

对振型向量进行质量归一化处理,即  $\boldsymbol{\varphi}^T \mathbf{M} \boldsymbol{\varphi} = \mathbf{I}$ ,  $\mathbf{I}$  为单位矩阵,上述公式可写为:

$$\boldsymbol{\varphi}^T \mathbf{K} \boldsymbol{\varphi} = \boldsymbol{\Lambda}. \quad (15)$$

将上述公式两边同时取逆,有:

$$(\boldsymbol{\varphi})^{-1} \mathbf{K}^{-1} (\boldsymbol{\varphi}^T)^{-1} = \boldsymbol{\Lambda}^{-1}. \quad (16)$$

由于柔度矩阵为刚度矩阵的逆矩阵,则有:

$$\mathbf{F} = \mathbf{K}^{-1} = \boldsymbol{\varphi} \boldsymbol{\Lambda}^{-1} \boldsymbol{\varphi}^T. \quad (17)$$

将式(12)代入式(17),柔度矩阵  $\mathbf{F}$  可写为:

$$\mathbf{F} = \begin{bmatrix} \boldsymbol{\varphi}_1^{(1)} & \dots & \boldsymbol{\varphi}_1^{(n)} \\ \vdots & & \vdots \\ \boldsymbol{\varphi}_n^{(1)} & \dots & \boldsymbol{\varphi}_n^{(n)} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{1}{\omega_1^2} & & & \\ & \frac{1}{\omega_2^2} & & \\ & & \ddots & \\ & & & \frac{1}{\omega_n^2} \end{bmatrix} \times$$

$$\begin{bmatrix} \varphi_1^{(1)} & \dots & \varphi_1^{(n)} \\ \vdots & & \vdots \\ \varphi_n^{(1)} & \dots & \varphi_n^{(n)} \end{bmatrix}^T \quad (18)$$

由式(18)可看出,柔度矩阵  $F$  和频率平方的倒数成正比,随着频率阶数的增大,频率数值相应提高,柔度矩阵会快速收敛(这里的“收敛”指的是阶数靠后且对应自振频率较高的振型对柔度矩阵的贡献较小,随着考虑阶数的增加,计算所得的柔度矩阵会快速趋向一个值),因此,仅仅考虑若干低阶模态即可得到精度较高的结构柔度矩阵,例如下文分析实例中仅选择一阶主梁竖弯振型以及一阶主塔横弯振型进行计算,也能有效识别出桥塔冲刷状态。

显然,局部柔度的变化可反映出结构的局部损伤,进而提出模态柔度位移差的指标,即利用损伤前后结构柔度矩阵的差异来识别结构损伤。若结构损伤前后柔度矩阵分别为  $F$  与  $F_d$ ,则柔度差异矩阵为

$$\Delta F = F_d - F \quad (19)$$

由于桥梁结构节点往往较多,柔度矩阵差异为一方阵,矩阵之间难以直接比较大小,故得到柔度差异矩阵  $\Delta F$  后,根据所选振型在相应质点自由度上施加单位荷载  $P$ ,进而得到代表柔度差异矩阵的矢量位移差:

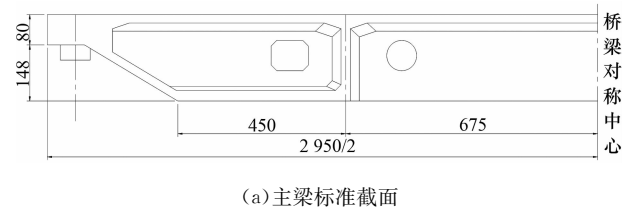
$$\delta = P \times \Delta F \quad (20)$$

该矢量位移差  $\delta$  作为本文提出的识别斜拉桥桥塔冲刷深度的模态柔度位移指标,通过数值建模计算即可预先得到该模态柔度位移指标  $\delta$  与桥塔冲刷深度之间的对应关系,一旦利用常规桥梁检测实测的动力特性算出  $\delta$  的实际取值,便可反演出此时  $\delta$  所对应的桥塔冲刷状态及相应冲刷深度。

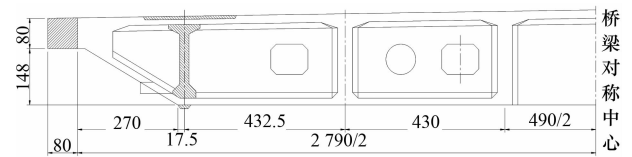
### 3 分析实例

#### 3.1 背景工程简介

宁波招宝山大桥位于甬江入海口处,横跨镇海区的招宝山和北仑区的金鸡山,整个工程由主桥、招宝山隧道和东、西引桥四部分组成,大桥全长 2 482 m。主桥为带协作体系的独塔双索面非对称预应力混凝土斜拉桥,长 568 m,宽 29.5 m,全桥 6 车道;主跨 258 m,边跨 185 m,西侧协作跨 75 m,东侧协作跨 50 m,跨径布置为 75 m+258 m+102 m+83 m+50 m;主塔高 148.4 m,为带有上横梁、下横梁的 H 型桥塔结构。上下游侧各设斜拉索 25 对,主塔中心处设置垂直索 1 对,拉索共计 102 根。主跨分为 25 个节段,采用牵索挂篮施工。主梁高 2.5 m,其标准截面为双箱单室开口箱形截面(图 1(a));后期加固段截面形式如图 1(b)所示。宁波招宝山大桥立面布置如图 2 所示。



(a) 主梁标准截面



(b) 主梁加固段截面

图 1 主梁断面图(单位:cm)

Fig.1 Cross-sections of the girder (unit: cm)

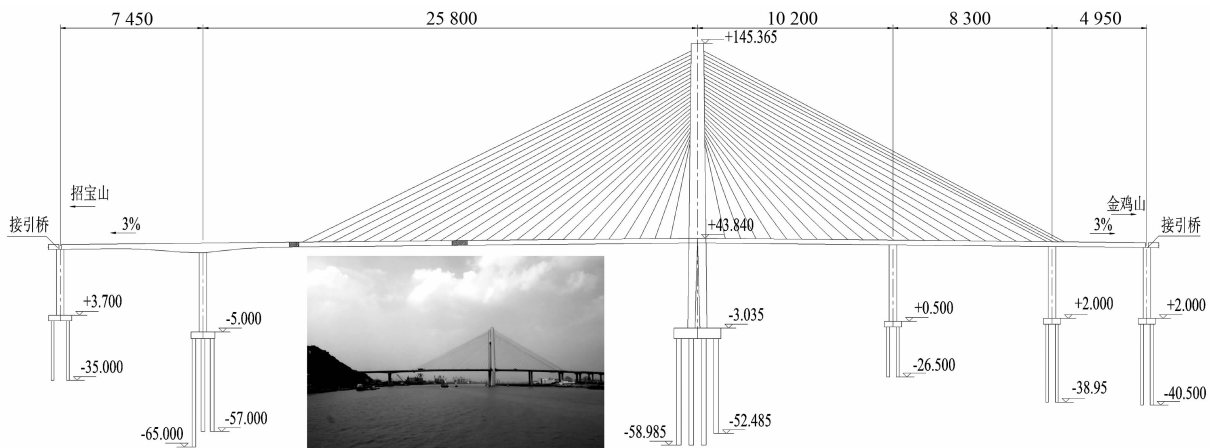


图 2 宁波招宝山大桥立面布置图(长度单位:cm;标高单位:m)

Fig.2 Elevation view of the Ningbo Zhaobaoshan bridge (Length unit: cm; Elevation unit: m)

### 3.2 有限元建模

#### 3.2.1 结构模拟

在招宝山大桥的有限元建模过程中,主梁采用鱼骨模型,如图 3 所示.整个主梁的抗弯刚度、质量以及转动惯量都集中在中轴线的各个节点上,斜拉索与主梁通过无质量短刚臂连接形成“鱼骨式”模型,刚臂刚度取为主梁刚度的 100 倍即可.

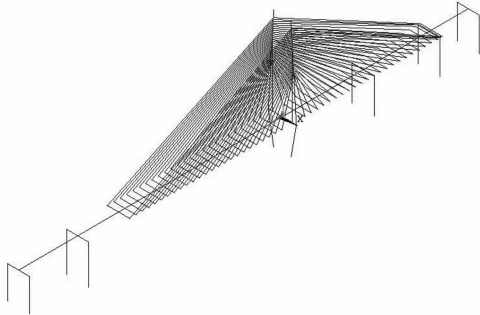


图 3 宁波招宝山大桥有限元模型

Fig.3 Finite element model of the Ningbo Zhaobaoshan bridge

利用 ANSYS 对主梁各截面面积、抗弯惯性矩、抗扭惯性矩等特性进行计算,结果见表 1.主梁、主塔均采用 Beam4 单元,材料参数与 C50 混凝土一致,即密度  $2\,625\text{ kg/m}^3$ ,弹性模量  $3.45 \times 10^4\text{ MPa}$ ,泊松比 0.2.

表 1 招宝山大桥主梁各截面参数  
(主塔位置为主梁坐标 0 点)

Tab.1 Properties of cross-sections of the Ningbo Zhaobaoshan bridge (The coordinate of pylon is 0 along the girder)

主梁坐标 /m	面积 /m <sup>2</sup>	惯性矩 $I_{yy}/\text{m}^4$	惯性矩 $I_{zz}/\text{m}^4$	抗扭惯 性矩/m <sup>4</sup>	宽度 /m	高度 /m
-234.5~ -188	16.95	13.9	1 210	39.2	29.5	2.5
-188~0	14.13	10.4	1 390	20.5	29.5	2.5
0~120	15.29	11.4	1 410	20.7	29.5	2.5
120~208	17.11	14.7	1 380	42.0	29.5	2.5
208~258	24.50	64.35	1 630	112.5	29.5	5.0
258~332.5	23.73	64.2	1 436.5	108.85	29.5	3.0

桥墩采用 Beam4 单元,承台与群桩采用 Solid65 单元,材料参数与 C30 混凝土一致,即密度  $2\,425\text{ kg/m}^3$ ,弹性模量  $3.00 \times 10^4\text{ MPa}$ ,泊松比 0.2.承台及桩体尺寸按实际尺寸和分布进行建模.

全桥外部、内部支承系统采用释放相应自由度以及接触单元实现,不赘述.

#### 3.2.2 冲刷模拟

随冲刷不断发展,桩周围土层不断侵蚀,导致桩基相应高度的横向支撑和竖向摩擦力损失,本研

究将桥塔冲刷对桩基边界条件的改变等效于相应方向弹簧单元的一一消除.基于 American Petroleum Institute (API)推荐的规范公式分别建立 4 组弹簧,分别为桩法向弹簧、桩水平切向弹簧、桩竖向切向弹簧和桩底竖向弹簧<sup>[15]</sup>:

$$p_u = \min\{(C_1 \times H + C_2 \times D) \times \gamma \times H, C_3 \times D \times \gamma \times H\}, \quad (21)$$

$$P_{\text{法}} = A \times P_u \times \tanh\left[\frac{k \times H}{A \times p_u} \times y\right] \times \frac{\pi}{2} \times \frac{d}{n}, \quad (22)$$

$$K_{\text{切}} = (\beta p'_0) \times \frac{d \times D \times \pi}{z_1 \times l}, \quad (23)$$

$$K_{\text{底}} = (N_q p'_0) \times \frac{R^2 \times \pi}{z_2 \times m}. \quad (24)$$

式中:  $p_u$  为土体的侧向极限承载能力(单位长度的抗力),kN/m;  $H$  为土层深度,m;  $D$  为桩的平均直径,m;  $\gamma$  为土体的有效重度,kN/m<sup>3</sup>;  $P_{\text{法}}$  为桩单个法向弹簧在侧向位移  $y$  时对应的侧向力,kN;  $n$  为桩侧表面单层法向弹簧个数;  $y$  为侧向位移,m;  $l$  为桩侧表面单层切向弹簧个数;  $K_{\text{切}}$  为桩单个切向弹簧的弹簧刚度,kN/m;  $p'_0$  为有效土压力,kN/m<sup>2</sup>,这里简单按  $H \times \gamma$  计算;  $d$  为桩每层弹簧竖向间距;  $z_1$  为土体切向极限摩擦力所对应的极限切向位移,m,此处按 API 建议取  $0.002\,54\text{ m}$  ( $0.1\text{ inch}$ )<sup>[15]</sup>;  $K_{\text{底}}$  为桩单个底面弹簧的弹簧刚度,kN/m;  $z_2$  为土体端承极限承载力所对应的极限端承位移,m,此处按 API 建议取  $0.1D$ <sup>[15]</sup>;  $m$  为桩端底面面弹簧个数.另外,通过规范查表,本例中参数  $C_1$  取为 2.55,  $C_2$  取为 3.21,  $C_3$  取为 42,  $A$  取为 0.9,  $k$  取为  $100\text{ kN/m}^3$ ,  $\beta$  取为 0.37,  $N_q$  取为  $50$ <sup>[15]</sup>.由于单个法向弹簧弹性模量为非线性,所以需要基于式(22)输入  $P_{\text{法}}-y$  曲线确定;而桩侧表面切线及桩底面单个弹簧刚度(线性)则可直接按式(23)及(24)确定.上述基础模拟方法的准确性已在 API 规范以及相应的试验中得到验证<sup>[15]</sup>.

招宝山大桥桩体多达 100 多根,且长度都在 50 m 以上,考虑到模型的计算精度与计算机的计算能力,土弹簧不应过于稀疏也不宜太过密集.桩侧弹簧沿桩高度每隔 0.5 m 建立一组,每组分别沿  $0^\circ$ ,  $90^\circ$ ,  $180^\circ$  和  $270^\circ$  方向同时建立法向弹簧、水平切向弹簧、竖向切向弹簧;桩底弹簧为 17 个,作用于桩底各单元节点处,建立的桩-土弹簧模型如图 4 所示.

#### 3.2.3 动力分析结果

根据上文所建模型进行模态分析,求得不同冲刷深度桥梁结构的自振频率与相应振型,见表 2 与

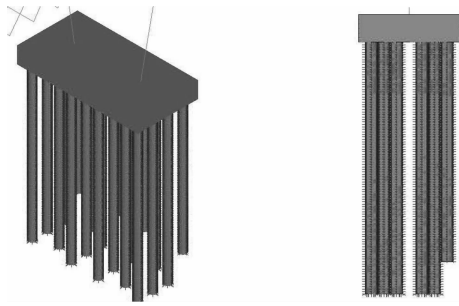


图4 主塔桩基础土弹簧模型

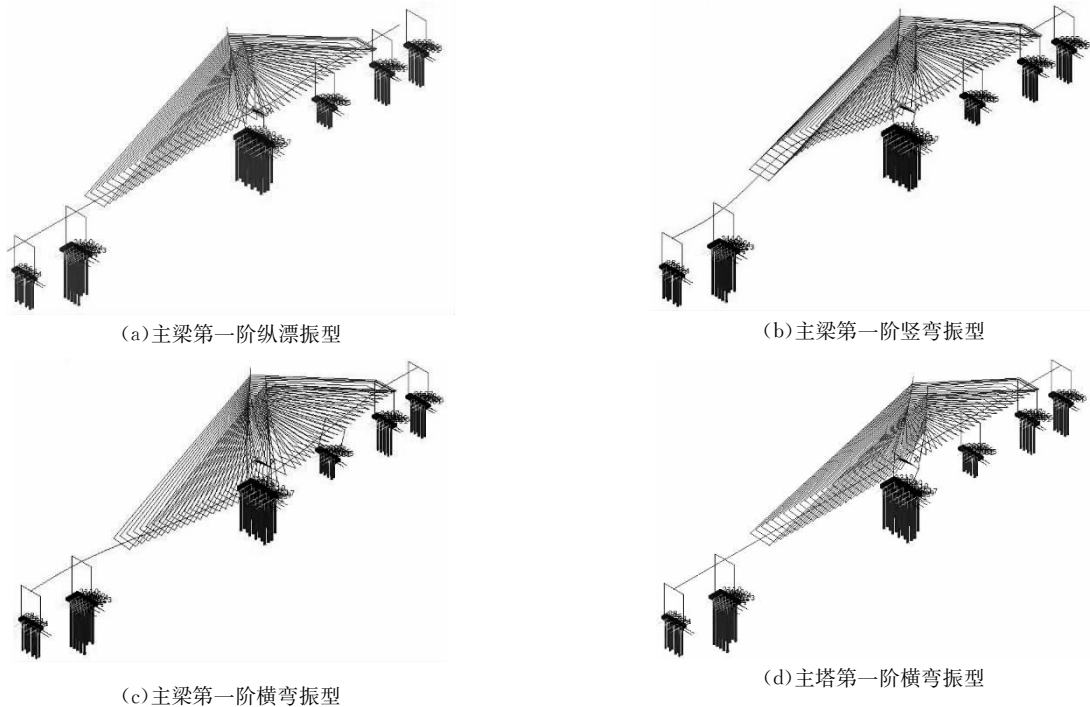
Fig.4 Pile-soil spring model of pylon

图5.表2及图5中的动力计算结果与基于招宝山大桥现场动力测试数据进行的模态分析结果非常接近,证明了本文建立模型的准确性<sup>[16]</sup>.

表2 部分冲刷深度桥梁结构自振频率

Tab.2 Natural frequency of vibration for the scoured bridges

模态振型	自振频率/Hz					
	0 m	2 m	6 m	10 m	14 m	18 m
主梁纵漂	0.055 3	0.055 1	0.054 9	0.054 6	0.054 2	0.053 8
主梁第一阶竖弯	0.217 7	0.217 7	0.217 6	0.217 5	0.217 3	0.217 2
主梁第一阶横弯	0.254 0	0.254 0	0.254 0	0.254 0	0.253 9	0.253 9
主梁第二阶竖弯	0.355 0	0.354 8	0.354 3	0.353 7	0.352 8	0.351 6
主塔第一阶横弯	0.429 2	0.427 2	0.423 0	0.417 0	0.408 4	0.396 9
主梁第一阶扭转	0.570 9	0.570 5	0.569 4	0.567 1	0.563 4	0.557 9
主梁横弯扭转	0.669 0	0.669 0	0.669 0	0.669 0	0.668 9	0.668 9



(a)主梁第一阶纵漂振型

(b)主梁第一阶竖弯振型

(c)主梁第一阶横弯振型

(d)主塔第一阶横弯振型

图5 桥梁结构部分振型示意图

Fig.5 Modal shapes of bridges

### 3.3 基于固有频率变化指标的桥塔冲刷深度识别

基于动力分析计算结果(见表3),变化式(11)得到式(25),计算不同阶振动模态下不同桥塔冲刷深度所对应的固有频率变化指标  $FCR_i$  .

$$FCR_i = \frac{\Delta\omega_i}{\omega_i} = \frac{\omega_{i,h} - \omega_{i,0}}{\omega_{i,0}} \quad (25)$$

式中:  $\omega_{i,0}$  为未冲刷时第  $i$  阶模态对应的自振频率;  $\omega_{i,h}$  为冲刷深度为  $h$  时第  $i$  阶模态对应的自振频率.

通过计算可明显发现,主梁纵漂振型、主梁第一阶、主梁第二阶、主梁第三阶、主梁第四阶、主塔第一阶横弯、主梁第一阶扭转振型的  $FCR_i$  数值,相

比于其他阶的数值明显偏大(均超过  $2 \times 10^{-3}$ ,其他阶所对应值几乎为0),且该  $FCR_i$  数值与主塔冲刷深度存在明显的正比例变化关系.考虑到桥梁现场实测过程很难测出高阶频率与振型,本文仅给出较低阶所对应的  $FCR_i$  与不同桥塔冲刷深度之间的曲线关系,见图6.

从图6可发现,针对主梁纵漂振型、主梁第一阶、第二阶、第三阶竖弯振型、主梁第一阶扭转振型以及主塔第一阶横弯振型,在主塔不同冲刷深度下,固有频率变化指标  $FCR_i$  均随冲刷深度的增加

而明显增大,且冲刷深度越大  $FCR_i$  增大的幅度就越大.特别地,当主塔冲刷深度达到 20 m 时,部分敏感振型所对应的  $FCR_i$  数值(即冲刷所引起的频率

变化率)可达 10% 左右,如果桥梁结构其他部位无明显损伤,那么利用  $FCR_i$  数值来定量识别桥塔冲刷深度是可行的.

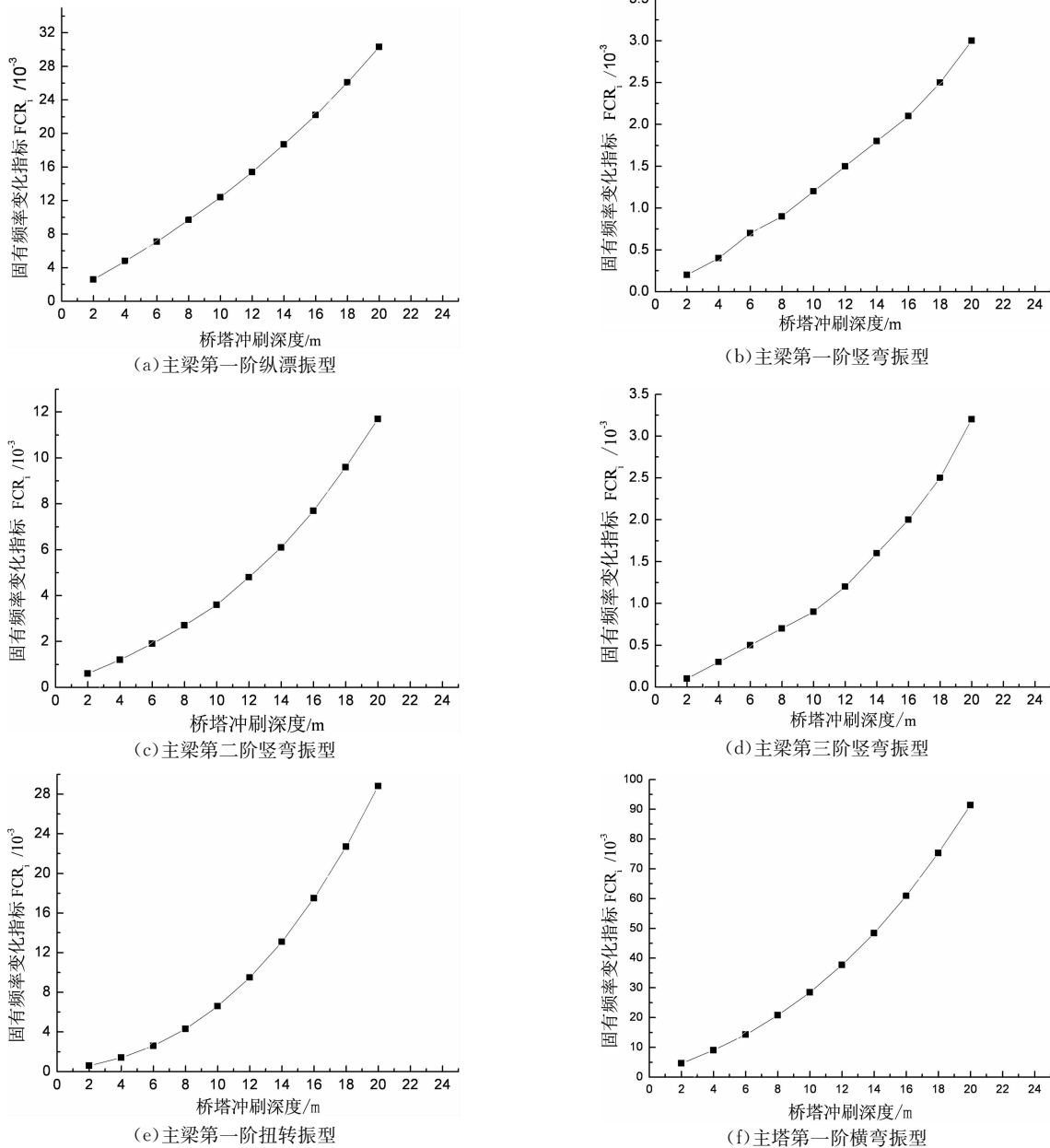


图 6  $FCR_i$  与桥塔冲刷深度的关系

Fig.6 Relationship between  $FCR_i$  and pylon scour depths

另外,主梁第一阶纵漂振型、主梁第一阶扭转振型以及主塔第一阶横弯振型在桥塔冲刷深度发生同样改变时,计算  $FCR_i$  所得数值明显更大,即这几个模态振型对桥塔冲刷深度的改变更敏感.

一旦在主塔冲刷深度与敏感振型所对应的固有频率变化指标  $FCR_i$  之间建立起明确的定量关系,即可通过定期检测数据得到实际桥梁结构的固有频率随时间的变化情况,来定性或定量地预估桥

塔的冲刷状态与深度.需要说明的是,  $FCR_i$  本身并不包含冲刷位置的信息,对于多塔斜拉桥需要结合其他信息才能确定发生冲刷的桥塔位置.

### 3.4 基于模态柔度位移指标的桥塔冲刷深度识别

按式(20)计算得到的矢量位移差  $\delta$  即为本文提出的识别斜拉桥桥塔冲刷深度的模态柔度位移指标.根据前文分析,低阶主梁纵漂、竖弯、扭转振型以及主塔横弯振型均为桥塔冲刷敏感模态,又进一

步考虑到主梁纵漂与扭转振型在实际测量中很难测到,故此仅针对主梁竖弯振型以及主塔横弯振型利用式(18)进行柔度矩阵的提取,计算相应的模态柔度位移指标(即矢量位移差  $\delta$  )。

### 3.4.1 利用主梁竖弯振型计算模态柔度位移指标

得到主梁前四阶经过质量归一化的竖弯振型及对应频率后,利用式(18)计算得到主梁的竖弯柔度矩阵  $F$  (由于篇幅限制,此处不具体写出矩阵)。为进一步得到代表柔度差异矩阵的矢量位移差  $\delta$  ,即识别斜拉桥桥塔冲刷深度的模态柔度位移指标,沿主梁作用单位 1 的竖向均布荷载,计算出桥塔未冲刷以及不同冲刷深度(0~20 m)下主梁各节点位移,并得到不同冲刷深度与未冲刷状态相比的主梁节点位移差  $\delta$  ,如图 7 所示。其中  $x$  坐标轴沿主梁纵桥向方向, $y$  坐标轴为模态柔度位移指标  $\delta$  。

从图 7 可看出,主塔不同冲刷深度下,模态柔度位移指标  $\delta$  在主梁各处均随冲刷深度的增加而成比例增大。为更加细致地研究  $\delta$  与桥塔冲刷深度之间的关系,选取主梁中  $\delta$  随冲刷深度变化最为明显的 6 处位置(图 7):位置 A(距主塔 287.8 m)、B(距主

塔 121.7 m)、C(距主塔 72.1 m)、D(距主塔 -46.5 m)、E(距主塔 -145.7 m)、F(距主塔 -206.6 m),绘出相应的变化关系曲线(如图 8 所示)。一般来说,理论上上部结构任意位置都可进行柔度位移的计算,但不同位置柔度位移对桥塔冲刷的敏感性不同,选择敏感性较高的点进行柔度位移的分析更有利于识别的准确性。

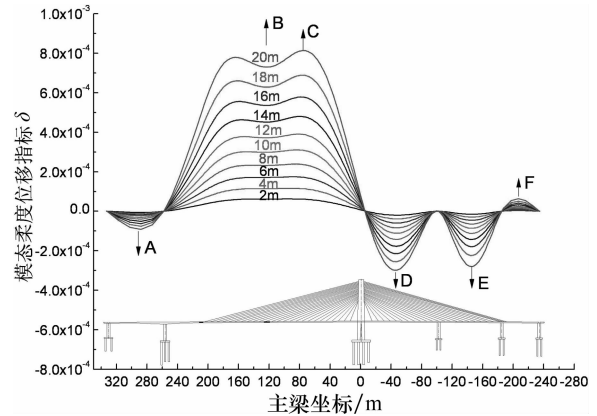
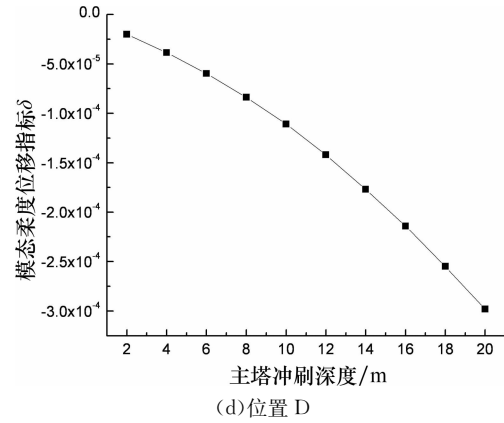
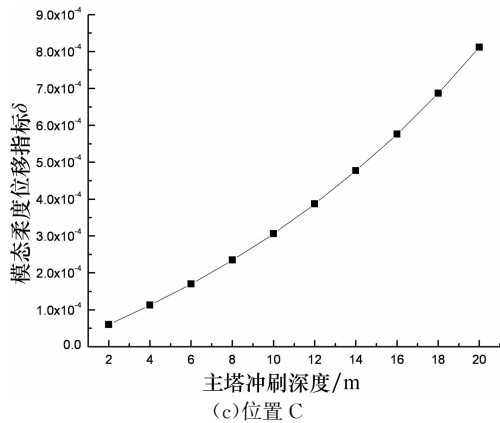
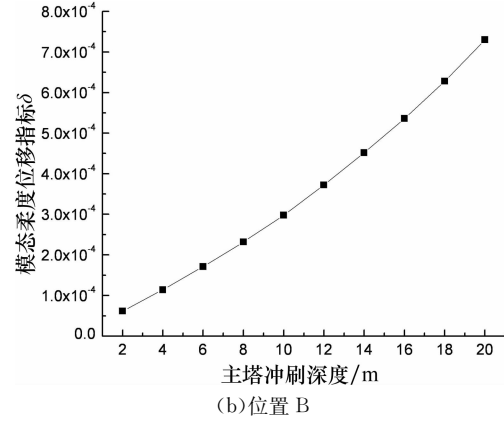
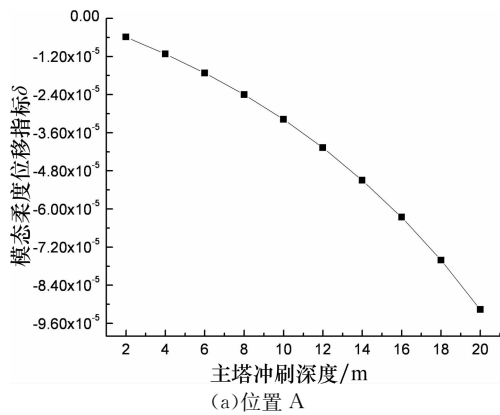


图 7 主梁不同位置的模态柔度位移指标计算结果  
Fig.7 Deformations of modal flexibility at different locations of girder





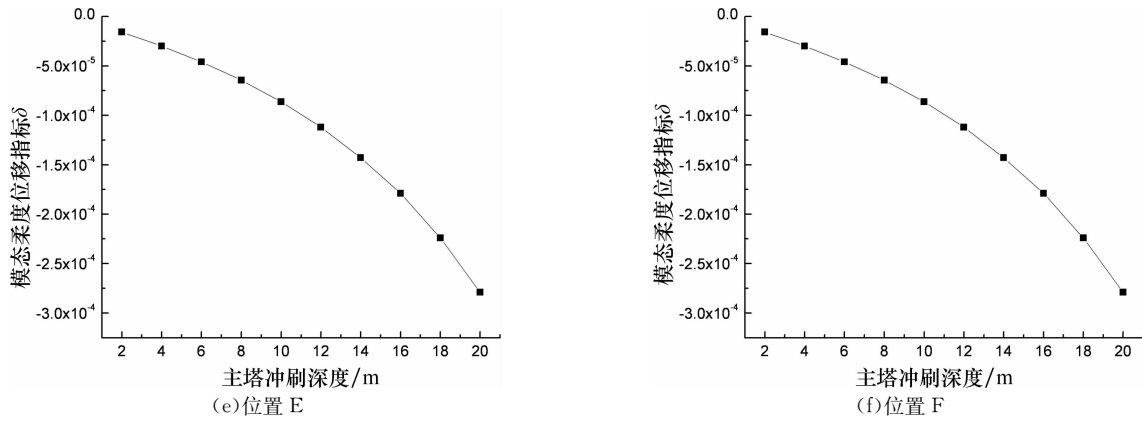


图 8 主梁  $\delta$  随冲刷深度变化曲线

Fig.8 Relationship between girder-based  $\delta$  and pylon scour depths

从图 8 中可看出,主梁代表性位置的竖向柔度差异矩阵的位移差  $\delta$  与主塔冲刷深度存在明显的正相关性,而且  $\delta$  数值较大,具有较高的识别敏感性.因此可将这些节点的  $\delta$  值作为主塔冲刷深度的识别指标.在实际应用中,通过进行加速度传感器的布置与动力监测,一旦得到实际桥梁结构主梁这些位置上的  $\delta$  量测值,便可基于类似图 8 的定量关系预估桥塔的冲刷状态与深度.

3.4.2 利用主塔横弯振型计算模态柔度位移指标

通过计算结果对比,冲刷 20 m 时,主塔第一阶横弯振型与未冲刷状态下存在明显的不同,由于 20 m 桩体没有受到土弹簧的约束,导致桩体该部分也出现了可观的模态横向位移(见图 9 框内对比).其中  $x$  坐标为主塔横向坐标, $y$  坐标为主塔高度方向坐标, $z$  坐标为主塔第一阶横弯振型模态横向位移(质量归一化).

得到主塔第一阶经过质量归一化的横弯振型及对应频率后,利用式(18)亦可得到主塔的横弯柔度矩阵  $F$ (由于篇幅限制,此处不具体写出矩阵).类似地,沿主塔全高度方向作用单位 1 的横向均布荷载,计算出桥塔未冲刷以及不同冲刷深度(0~20 m)下的主塔各节点横向位移,并得到不同冲刷深度与未冲刷状态相比的主塔节点位移差  $\delta$ ,见图 10.其中  $x$  坐标为主塔横桥向坐标, $y$  坐标为主塔高度方向坐标, $z$  坐标为主塔横桥向模态柔度位移指标  $\delta$ .

前 25 阶振型中只出现了一阶主塔横弯振型,故在计算主塔横弯方向的柔度矩阵  $F$  时,仅有一组模态向量及频率可用.即便如此,从图 10 仍可发现,整个主塔沿高度方向计算得到的模态柔度位移指标  $\delta$  均随冲刷深度的增加而近似正比例增大.选取主塔

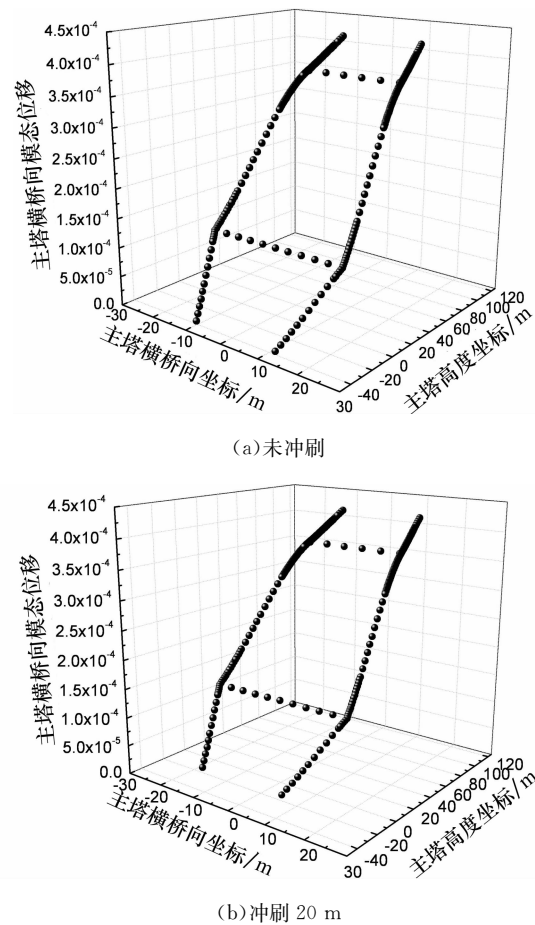
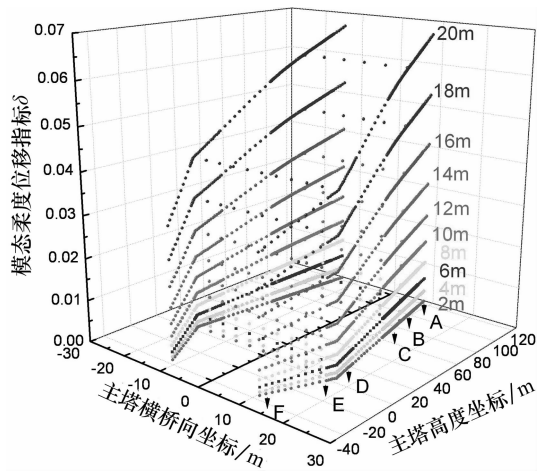


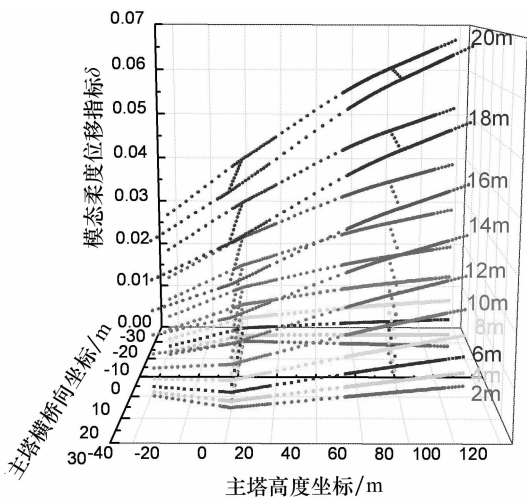
图 9 冲刷前后桥塔一阶横弯模态横向位移对比  
Fig.9 Transverse deformation based on transverse bending of pylon before and after scour

具有代表性的 2 个节点:A(横桥向坐标  $x=10.84$  m,塔高坐标  $y=110.46$  m,位于主塔顶端)、B(横桥向坐标  $x=17.3$  m,塔高坐标  $y=-2$  m,位于下塔柱顶端),绘制主塔不同冲刷深度下该处节点  $\delta$  随冲刷深度变化曲线(见图 11).

通过与主梁  $\delta$  的计算结果(见图 8)进行对比,



(a) 三维视角



(b) 立面二维视角

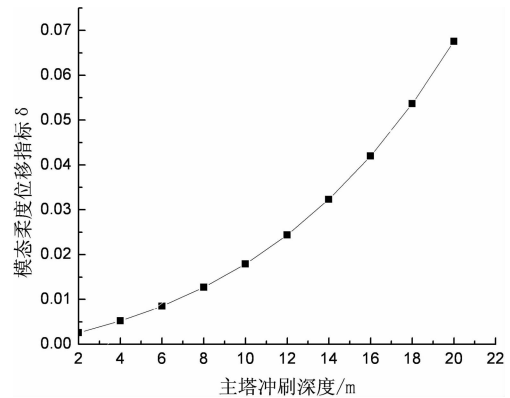
图 10 主塔不同位置的模态柔度位移指标计算结果  
Fig.10 Deformations of modal flexibility at different locations of pylon

可以发现冲刷发展所引起的主塔  $\delta$  数值明显更大, 具有非常高的识别敏感性. 因此针对主塔的模态柔度位移指标  $\delta$  是主塔冲刷深度较为优秀的识别指标. 同样, 一旦得到实际桥梁结构主塔这些位置上的  $\delta$  量测值, 便可基于类似图 11 定量关系预估桥塔的冲刷状态与深度.

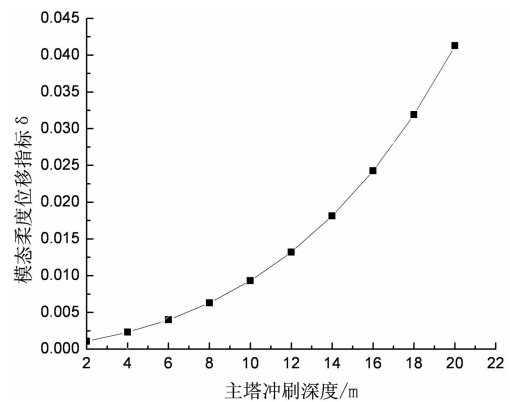
显然, 模态柔度位移指标不仅可识别冲刷状态还可给出发生冲刷的桥塔或桥墩的具体位置; 但是利用模态柔度位移指标进行冲刷状态与位置的识别需要以振型形状的准确测量为前提.

### 4 结论

1) 本文提出一种基于动力特征识别的斜拉桥桥塔冲刷状态分析理论. 通过跟踪基于模态柔度位



(a) 位置 A



(b) 位置 B

图 11 主塔  $\delta$  随冲刷深度变化曲线

Fig.11 Relationship between pylon-based  $\delta$  and pylon scour depths

移的动力指纹变化情况, 并选择合适的冲刷敏感模态, 可较好地斜拉桥桥塔冲刷深度进行定量识别.

2) 分别提出全桥固有频率以及模态柔度位移两种动力指纹构成形式, 并基于宁波招宝山大桥(斜拉桥), 分析两种动力指纹与冲刷深度之间的定量关系特征以及对冲刷深度变化的敏感性.

3) 采用基于固有频率变化指标进行桥塔冲刷深度识别时, 主梁第一阶纵漂振型、第一阶扭转振型以及主塔第一阶横弯振型在桥塔冲刷深度发生同样改变时,  $FCR_i$  的数值明显更大, 即这几个模态振型对桥塔冲刷深度的改变更为敏感.

4) 采用基于模态柔度位移指标进行桥塔冲刷深度识别时, 建议利用主梁竖弯振型或主塔横弯振型构建模态柔度位移指标  $\delta$ , 并且针对主塔得到的模态柔度位移指标  $\delta$  对主塔冲刷深度的识别敏感性要明显高于针对主梁构建的模态柔度位移指标.

5) 实际应用中, 通过进行加速度传感器的布置与动力监测, 一旦得到实际桥梁结构的固有频率变化指标  $FCR_i$  或模态柔度位移指标  $\delta$  的量测值, 便

可基于预先得到的理论定量变化关系反演出桥塔的冲刷状态与深度.显然,传感器个数以及布置位置需要确保测试数据能够充分体现出相应目标振型形状的特征(例如:布置位置可选择在振型的波峰、波谷,以及对冲刷敏感的自由度附近的位置).

另外,还有以下 3 点需要进一步说明:

1) 本文结论虽然针对斜拉桥这种桥型给出,但对其他类型桥梁(如一般梁桥)仍具有参考意义.而对于一些特殊桥型或结构,还需要单独对其进行计算分析,才能确定最适合的冲刷敏感动力特性.

2) 本理论方法在实际应用中得到准确结果的前提是常规桥梁检测项目对桥梁结构动力特性(主要是自振频率与振型)的测量要准确全面,测量值越准确,本方法的反演准确性就越高.事实上,对于斜拉桥(作者正在进行招宝山大桥、杭州湾大桥以及椒江二桥的动力特性现场测试),特别是桥塔在环境激励作用下,已可得到较为准确的自振频率与相应振型模态.

3) 如果监测桥梁已存在非冲刷病害,还需结合日常桥梁检测的结果,经过预先理论分析将其他病害对结构动力特性的影响从实际量测的动力特性中分离(监测方面),或直接建立存在既有已知缺陷的数值结构模型进行分析(建模方面),然后利用本文研究成果继续进行桥塔冲刷深度的识别.

## 参考文献

- [1] WARDHANA K, HADIPRIONO F. Analysis of recent bridge failures in the United States[J]. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 2003, 17(3): 144-150.
- [2] 刘效尧. 铜陵长江公路大桥简介[J]. *华东公路*, 1996(2): 3-8.  
LIU X Y. Introduction of Tongling highway bridge crossing Yangtze River[J]. *East China Highway*, 1996(2): 3-8. (In Chinese)
- [3] 吴洪峰, 潘春华, 邱全林. 润扬长江公路大桥北汉桥总体设计[C]//中国公路学会桥梁和结构工程学会 2001 年桥梁学术讨论会论文集. 北京:人民交通出版社, 2001: 1-4.  
WU H F, PAN C H, QIU Q L. Design of North Ruiyang Yangtze River Highway Bridge[C]//Proceedings of the Conference on Bridges 2001, Bridge and Structural Engineering Association of China Highway and Transportation Society. Beijing: China Communications Press, 2001: 1-4. (In Chinese)
- [4] 曹圣华. 苏通大桥巨型群桩基础冲刷防护研究[D]. 南京:河海大学地球科学与工程学院, 2006: 1-20.  
CAO S H. Pile foundation scour protection for the main pylon of Sutong bridge[D]. Nanjing: School of Earth Science and Engineering, Hohai University, 2006: 1-20. (In Chinese)
- [5] PARK I, LEE J, CHO W. Assessment of bridge scour and riverbed variation by a ground penetrating radar [C]//Proceedings of the Tenth International Conference on Ground Penetrating Radar. New York: IEEE, 2004: 411-414.
- [6] HUNT B E. Scour monitoring programs for bridge health [C]//Proceedings of the 6th International Bridge Engineering Conference: Reliability, Security, and Sustainability in Bridge Engineering. Washington, DC: Transportation Research Board, 2005: 531-536.
- [7] XIONG W, CAI C S, KONG X. Instrumentation design for bridge scour monitoring using fiber Bragg grating sensors[J]. *Applied Optics*, 2012, 51(5): 547-557.
- [8] LAGASSE P F, RICHARDSON E V, SCHALL J D, et al. Instrumentation for measuring scour at bridge piers and abutments[R]. Washington, DC: Transportation Research Board, 1997: 5-25.
- [9] 熊文, CAI C S, 叶见曙. 基于布拉格光栅传感器的桥墩基础冲刷动态监测试验[J]. *中国公路学报*, 2014, 27(5): 125-130.  
XIONG W, CAI C S, YE J S. Experimental research on real-time bridge scour monitoring using fiber Bragg grating sensors [J]. *China Journal of Highway and Transport*, 2014, 27(5): 125-130. (In Chinese)
- [10] 李泽新. 公路双柱式桥墩健康状态动力评估方法研究[D]. 北京:北京交通大学土木建筑工程学院, 2013: 1-25.  
LI Z X. Study on dynamic assessment method for highway bridge double-column piers[D]. Beijing: School of Civil Engineering, Beijing Jiaotong University, 2013: 1-25. (In Chinese)
- [11] 梁锴, 方理刚, 段靛靛. 冲刷对桥墩稳定性影响的有限元分析[J]. *岩土力学*, 2006, 27(9): 1643-1645.  
LIANG K, FANG L G, DUAN L L. Finite element analysis of influence of scour on stability of piers [J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2006, 27(9): 1643-1645. (In Chinese)
- [12] 战家旺, 夏禾. 既有铁路桥墩健全度评估和试验方法研究[J]. *中国铁道科学*, 2007, 28(6): 133-135.  
ZHAN J W, XIA H. Soundness evaluation and experiment method studies on existing railway piers[J]. *China Railway Science*, 2007, 28(6): 133-135. (In Chinese)
- [13] 张龙威, 赵华, 邵旭东. 钢桥面疲劳细节的车辆动力冲击响应研究[J]. *湖南大学学报:自然科学版*, 2016, 43(11): 26-32.  
ZHANG L W, ZHAO H, SHAO X D. Vehicle-bridge interaction analysis of orthotropic steel deck bridge in fatigue details[J]. *Journal of Hunan University: Natural Sciences*, 2016, 43(11): 26-32. (In Chinese)
- [14] 易伟建, 马文丽, 刘光栋. 土-结构动力相互作用的振型分解法[J]. *湖南大学学报:自然科学版*, 2004, 31(3): 68-71.  
YI W J, MA W L, LIU G D. Modal analysis of soil-structure dynamic interaction[J]. *Journal of Hunan University: Natural Sciences*, 2004, 31(3): 68-71. (In Chinese)
- [15] API RP 2A-LRFD-1993 Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms-working stress design[S]. 20th ed. Washington, DC: API, 1993: 62-75.
- [16] 结构检测组. 宁波招宝山大桥结构状态评估报告[R]. 武汉:中铁大桥勘测设计院集团有限公司, 2013: 87-92.  
Structural Assessment Group. Assessment results for the structural condition of Ningbo Zhaobaoshan bridge [R]. Wuhan: China Railway Major Bridge Reconnaissance & Design Institute Co., Ltd, 2013: 87-92. (In Chinese)