

## 青岛港木质高桩码头变形破坏监测与预报\*

单红仙 秦建敏 贾永刚 刘红军 许国辉 郑建国

(中国海洋大学环境建设系 青岛 266003)

**摘要** 青岛港木质高桩码头建于1901~1906年,日前,码头表面和岸壁变形及局部滑塌偶有发生。为了掌握码头变形现状,预测其发展趋势,制定合理的整治方案,选择代表性的码头岸段布置5个深层变形监测孔,进行了247d的长期观测,每天高潮位和低潮位时各观测一次,观测点的竖向采样间隔0.5m。根据采集的码头变形监测数据,分析了码头变形位移随时间和空间的演化过程,发现变形速率、变形量在平面上和深度上显著不均匀,最大变形发生深度及监测孔变形-深度曲线的形态随时间和空间逐步变化。从变形监测孔cx1至cx5孔,码头岸壁位移量曲线呈现“~”型变化,最大变形发生深度由10m渐过度到5m和码头表面,变形速率与变形量受潮位、码头荷重影响显著。依据实测变形监测数据,利用Box-Jenkins随机时间序列ARMA( $p, d, q$ )模型,建立了青岛港木质高桩码头岸壁侧向位移的IMA(0, 1, 1)动态预测模型。对比预测结果与实际变形监测数据值,检验了模型的可信性。研究表明,青岛港木质高桩码头目前处于不稳定状态。

**关键词** 岩土工程, 青岛港, 木质高桩码头, 深层变形监测, 时间序列, 动态预测

**分类号** U 655.55

**文献标识码** A

**文章编号** 1000-6915(2004)05-0814-07

## MONITORING AND PREDICTION OF DISPLACEMENT AND FAILURE OF HIGH-RISE WOOD PILED WHARF IN QINGDAO HARBOUR

Shan Hongxian, Qin Jianmin, Jia Yonggang, Liu Hongjun, Xu Guohui, Zheng Jianguo

(Department of Environment and Construction, Ocean University of China, Qingdao 266003 China)

**Abstract** The high-rise wood piled wharf in Qingdao harbor was constructed from 1901 to 1906. The deformation on the surface and quay wall of the wharf and bank caving happened between whiles. Five deep deformation monitoring holes were established in the typical segment of the wharf, and long-term observation for 247 days was carried out in order to understand the present state of wharf stability, forecast its further development, and design the suitable controlling sketch. The observation was conducted two times in one day at the high tide level and low tide level, respectively. The vertical spacing of measuring points is 0.5 m. According to the collected wharf displacement monitoring data, the developing procedure of wharf displacement with time and space is analyzed, and the speed and value of wharf displacement are quite different in the plain and the depth. The depth in which the maximum displacement appears and the displacement-depth curves are varied gradually with time and space. The displacement curves of the wharf quay wall show ‘~’ shape in the plain. The depth in which the maximum displacement appears is changed from 10 to 5 m, then to surface in the monitoring segment from hole cx1 to cx5. The speed and magnitude of wharf deformation are affected considerably by tide condition and wharf loading. The random time series model of Box-Jenkins’ ARIMA ( $p, d, q$ ) is introduced for creating the dynamical prediction model IMA(0, 1, 1) of wharf displacement on the basis of the monitoring data. The effectiveness of the prediction model is checked with comparison of the predictive results and actual monitoring

2002年11月22日收到初稿,2003年1月13日收到修改稿。

\* 国家自然科学基金(40172088)与山东省自然科学基金(Q99E10)资助项目。

作者 单红仙 简介:女,38岁,现任中国海洋大学岩土与环境工程系副教授,主要从事岩土工程方面的教学与研究工作。

data, and the model is found to be reliable. The prediction result indicates that the high-rise wood piled wharf in Qingdao Harbur is in unstable situation, and reinforcement measures are required urgently.

**Key words** geo-engineering, Qingdao harbour, high-rise wood piled wharf, deep displacement monitoring, time series, dynamic prediction

## 1 引言

青岛港 56 个泊位中有 21 个为木质高桩结构码头, 建设于 1901~1906 年。码头结构组成为钢筋混凝土前板桩、木质高桩、混凝土承台, 如图 1 所示。码头承台顶面标高 6.0 m, 原始底面标高 -0.8~-1.0 m, 木桩顶部深入混凝土承台, 桩顶标高 1.8 m, 木桩底部贯入原始海底面下的地层中, 木桩底标高 -12.0~-14.5 m, 原海底标高 -7.5 m, 木桩入土深度 4.5~7.5 m。木桩木质为美国红松, 桩径 40 cm, 按 4:1 坡度前后倾斜交叉, 前倾木桩每排 4 根, 后倾木桩每排 5 根, 排距 1.5 m, 前后间距 1 m, 桩间有钢构件相连。海底面以上, 木桩之间用中砂充填。海底面以下, 地层为淤泥混砂、亚粘土、中粗砂、花岗岩。作为木桩持力层的亚粘土层空间展布连续, 厚度为 60~500 cm, 粘聚力 23~54 kPa, 内摩擦角为 8°~29°。

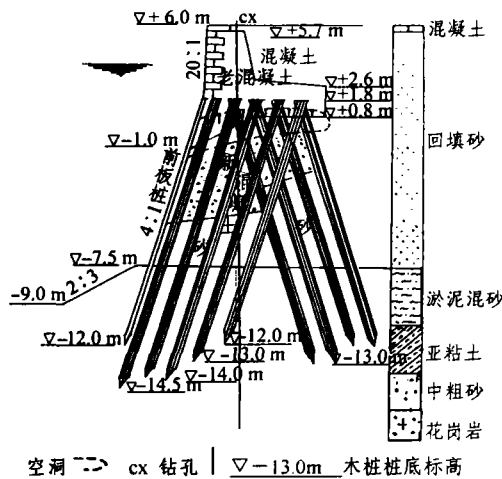


图 1 青岛港木质高桩码头工程结构示意图

Fig.1 Structure of wood-high-rise piled wharf in Qingdao Harbour

由于木质高桩码头前板桩的断裂, 导致木桩间充填的中砂漏失, 进一步导致混凝土承台底部的侵蚀。1953~1958 年, 曾将木桩周围的中砂抽出, 进行水下灌注混凝土, 形成了图 1 中所示的码头承台下面的新混凝土。地质雷达探查发现, 老承台与新混凝土间空洞发育严重, 局部贯通承台底部, 空洞

位置附近木桩腐蚀严重, 老承台与木桩桩头之间连接十分脆弱, 码头稳定性差<sup>[1]</sup>。1946 年 9 月 22 日, 5 号码头 32, 33 泊位 112 m 长的岸壁发生滑塌, 承台落入前沿港池; 1993 年 10 月 3 日, 1 号码头 4 泊位又有 100 m 岸壁倒塌, 岸壁落入前沿港池, 破坏情况如图 2 所示。目前, 码头表面多处发生沉陷, 岸壁亦有水平位移发生。

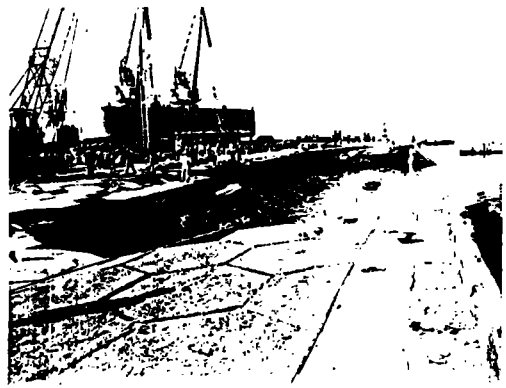


图 2 1 号码头四泊位 1993.10.3 破坏情况

Fig.2 Destroyed situation of 4<sup>th</sup> berth in No.1 wharf of Qingdao Harbour on Oct. 3, 1993

## 2 码头变形现场监测

### 2.1 变形监测孔布置与变形监测过程

选择 200 m 长的木质高桩码头作为典型研究区段, 距岸壁 1 m 沿平行岸壁方向布设 5 个变形监测孔, 孔号分别为 cx1, cx2, cx3, cx4, cx5, 如图 3 所示。监测孔的水平间距 40 m 左右, 孔深分别为 25, 26.5, 26, 25, 26 m, 全部达到稳定的基岩面以下, 变形监测孔的直径为 70 mm。钻孔施工完毕后放入“十”字测斜管, “十”字的两个方向分别平行和垂直于码头岸壁方向, 测斜管与钻孔壁之间用细砂进行回填, 并振动捣实, 使之与监测的码头成为一体, 以免发生相对位移而影响测量结果的准确。

2001 年 4 月 1 日~2001 年 11 月 11 日期间, 利用 5515 型滑动式测斜仪每天进行 2 次侧向变形监测, 高潮位和低潮位时各一次, 沿测斜孔孔壁测点间隔 0.5 m, 得到侧向累积位移数据样本。为消除仪器装配的轴面误差、零漂及温度的影响, 在施测过

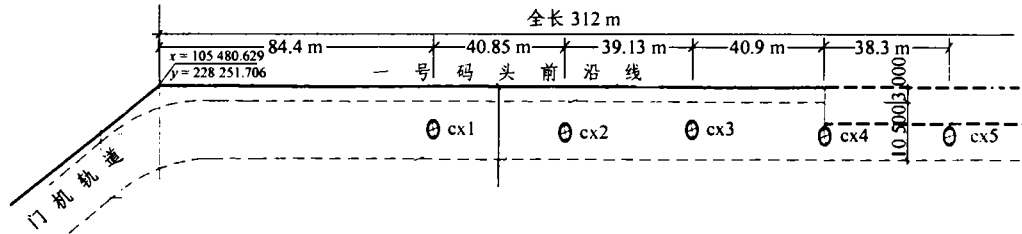


图3 码头变形监测孔布置图

Fig.3 Distribution of deformation monitoring holes in the wharf

程中对每一测点的正、反方向各测一次, 取其测量值之差的平均值作为测量结果<sup>[2]</sup>。在测斜管埋设 28 d 后, 测斜孔达到稳定, 进行首次量测, 得到一组初始值。

某测点的累积位移  $\Delta x$  为该测点正反方向读数  $x^+$ ,  $x^-$  的差的一半与初始值  $x_0$  之差, 即

$$\Delta x = \frac{x^+ - x^-}{2} - x_0$$

## 2.2 变形监测结果

将观测数据通过最小二乘拟合得到一系列特征曲线<sup>[3]</sup>: 潮位-码头位移关系曲线、码头位移-时间曲线、码头位移-深度曲线、码头岸壁整体位移-时间曲线, 如图 4~7 所示。

### 2.2.1 码头变形与潮位关系

青岛港属正规半日潮, 最大潮差 4.5 m, 码头变形与潮位涨落关系密切, 如图 4 所示。低潮时码头向港池方向发生位移量, 普遍高于高潮时的位移量, 同一天高潮位和低潮位时码头变形位移的最大差值达到 11 mm, 发生在地面以下 10 m 深度处, 这表明海洋动力状况是影响青岛港木质高桩码头稳定性的重要因素<sup>[4]</sup>。

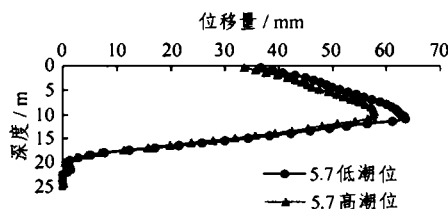


图4 5月7日 cx1 孔的高、低潮位移量关系曲线

Fig.4 Comparison of displacements of hole cx1 with the high and low tides on May 7

### 2.2.2 码头变形随时间变化

2001 年 4 月 1 日~2001 年 7 月 20 日, 对应图 5 中的 0~110 d, 码头变形速率很快, 呈现跳跃式发展, 24 h 发生的最大位移量达到 13 mm, 码头有

发生滑塌的危险。图 5 为 cx1 号变形监测孔在 2.5, 5, 10, 15, 20 m 深度处位移随深度的变化曲线。7 月 20 日采取表面卸荷的方法, 试图控制码头变形的发展。将码头表面 1.5 m 土体挖除, 降低主动土压力, 削减了码头自重引起的整体向海倾覆的趋势<sup>[5, 6]</sup>。码头表面挖土卸载后, 码头变形速率显著降低, 呈现匀速发展。表明青岛港木质高桩码头的稳定性受码头自身荷重与表面荷载显著影响。

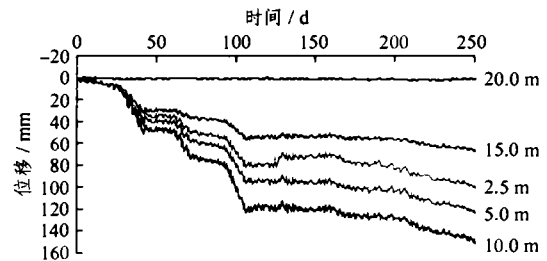


图5 cx1 孔各典型深度处位移量随时间变化曲线

Fig.5 Displacement vs. time in typical depths of hole cx1

### 2.2.3 码头变形随深度变化

码头变形在深度上差异显著, 各监测孔变形-深度曲线形态各异, 如图 6 所示。cx1 孔最大变形量和变形曲线拐点均发生在 10 m 深度; cx2, cx3 孔最大变形量发生在 5 m 深度, 每条变形曲线有 2 个拐点, 分布在 5, 10 m 深度; cx4, cx5 孔的最大位移发生在码头表面, 变形曲线的拐点在 5, 10 m 深度。从码头各监测孔变形随深度变化曲线发现, 变形监测段码头最大变形位移不发生在同一深度, 从 cx1~cx5 孔, 变形最大点深度由 10 m 变为 5 m, 最后变至码头表面。变形曲线形态随着时间的演化趋势, 与不同监测孔相应曲线空间上的变化趋势具有一定的相似性。

### 2.2.4 码头变形的平面特征

在图 3 所示的近 160 m 长的变形监测区段范围内, 木质高桩码头的变形速率和变形量具有显著的

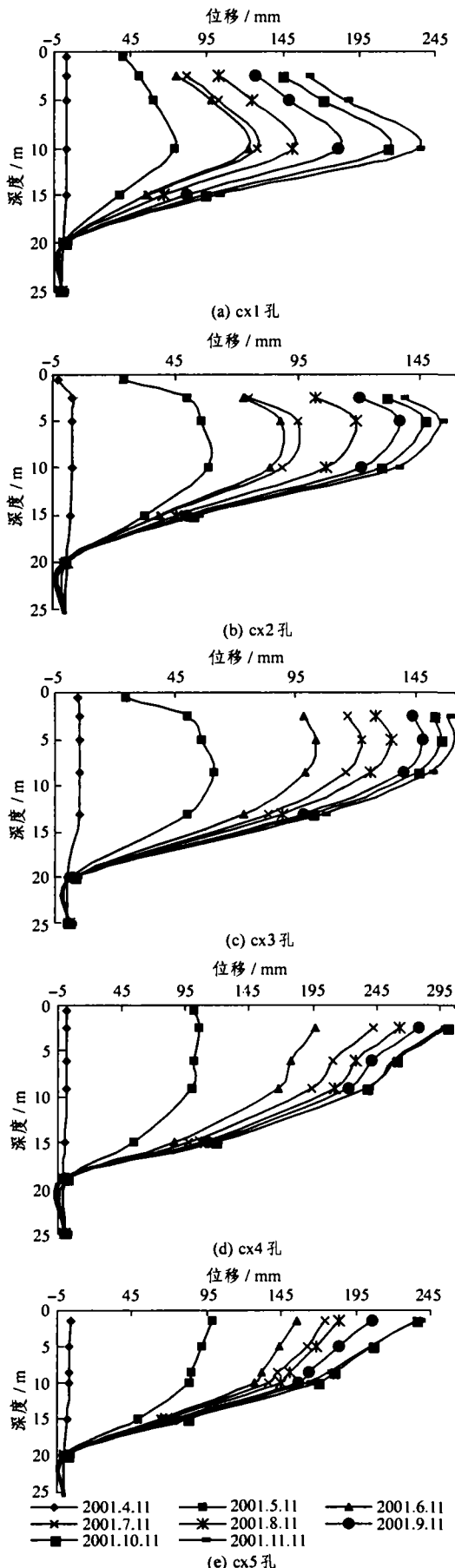


图 6 cx1~cx5 变形监测孔变形-深度曲线  
Fig.6 Displacement vs. depth curves from hole cx1 to cx5

不一致。图 7 显示了各变形监测孔 10 m 深度处变形量与时间关系。变形监测段码头整体向港池方向发生位移, 其中, cx1, cx4 孔的变形速率和变形量最大, cx2, cx3 孔变形速率与变形量较小, cx5 孔的变形介于中间状况。2001 年 11 月 11 日现场变形监测结束时, cx1~cx5 孔的累积变形量分别为 233, 135, 137, 224, 169 mm, 平面上呈现出波“~”型特征。从图 7 码头变形状况平面图也可明显看出, 码头表面卸荷之前, 码头变形速率显著高于去除表面荷载之后码头的变形速率。

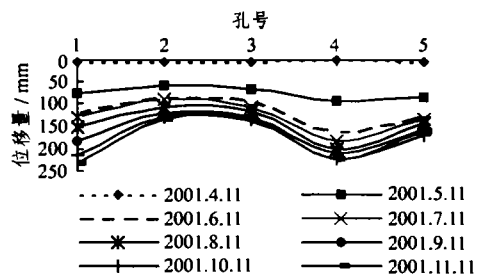


图 7 监测段码头 10 m 深度处变形位移曲线  
Fig.7 Wharf displacement curves in the depth of 10 m in monitoring segment

### 3 预测模型的建立

从码头的变形监测数据可以看出, 青岛港木质高桩码头存在持续的向海移动的趋势, 工程隐患严重。为防止造成经济损失和人员损伤, 设计合理的工程整治措施, 须依据已取得的码头变形监测数据对码头未来的变形进行预测。本文采用 Box-Jenkins 的随机时间序列 ARMA( $p, d, q$ )模型分析方法<sup>[7]</sup>, 选择典型孔、典型深度的测点数据为样本, 建立动态预测模型, 据此进行码头位移最佳预测。

#### 3.1 预测方法

运用 B-J 方法建模的前提是作为预测对象的时间序列是零均值的平稳随机序列。因此, 在应用该方法建模前, 需对时间序列进行平稳化处理<sup>[8-9]</sup>。本文采用相关图法判断时间序列是否平稳及其模型的识别。

相关函数包括自相关函数和偏自相关函数, 分别表示如下:

$$r_k = \frac{c_k}{c_0} = \frac{1}{c_0} \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{n-k} (z_i - \bar{z}_i)(z_{i+k} - \bar{z}_{i+k})$$

$$(k = 0, 1, 2, \dots, k) \quad (1)$$

$$\varphi_{kk} = \text{corr}[z_i - \bar{z}_i, z_{i-k} - \bar{z}_{i-k}] \quad (2)$$

式(1), (2)中:  $c_k$  为自协方差的估计;  $n$  为观测值个数;  $z_t$  为时间序列的样本值;  $\bar{z}$  为时间序列的样本平均值;  $k$  为时间间隔, 取 20。

如果自相关函数  $r_k$  为指数衰减, 偏自相关函数  $\phi_{kk}$  具有  $k$  个峰值结尾, 则该模型为  $k$  阶自回归模型; 若自相关函数  $r_k$  具有  $l$  个峰值结尾, 偏自相关函数  $\phi_{kk}$  为指数衰减, 该模型为  $l$  阶滑动平均模型; 若自相关函数  $r_k$  和偏自相关函数  $\phi_{kk}$  都是拖尾的, 则采用自回归滑动平均模型, 即为 ARMA 模型<sup>[4]</sup>。

考虑到它们尾部的统计性质, 则它们尾部是否截止及何处截止, 可以根据  $r_k$  和  $\phi_{kk}$  是否均落在两倍标准差  $\pm 2SE$  范围内判定。可以从 Bartlett 公式计算出估计自相关的标准差:

$$\hat{\sigma}[\phi_{kk}] = \frac{1}{n^{1/2}}$$

$$\hat{\sigma}[r_k] = \frac{1}{n^{1/2}} [1 + 2(r_1^2 + r_2^2 + \dots + r_q^2)]^{1/2}$$

### 3.2 建立预测模型

以码头变形监测孔 cx1 孔 8 m 深度处的变形监测数据样本为例, 构建时间序列预测模型。

#### 3.2.1 自相关图和偏自相关图的分析

根据式(1), (2)编制程序, 得出该样本的自相关和偏自相关函数图如图 8。

从图 8 中原始序列的自相关函数可以看出, 自相关系数并不是很快地收尾(趋近于零), 也不是按指数分步衰减, 而是递减速度非常慢, 并且由大到小, 呈现某种趋势。因此, 可以判断, 原序列不是平稳序列, 因此, 在建模之前, 应先通过差分消除趋势性。

#### 3.2.2 模型的识别

经一阶差分  $z = z_t - z_{t-1}$  得到新的时间序列, 得出该样本的自相关和偏自相关函数图如图 9。

从图 9 可以看出, 自相关函数  $r_k$  在一步滞后以后全落在置信区间以内, 接近于零, 偏相关函数  $\phi_{kk}$  在一步滞后以后全部落在置信区间以内, 接近于零。因此, 断定原序列在经过一阶差分后变为平稳序列, 初步判断所适合的模型有 ARI(1, 1), IMA(0, 1, 1) 或 ARIMA(1, 1, 1)。从简约的原则出发, 考虑模型的准则函数 AIC 的值, 选择模型为 IMA(0, 1, 1)<sup>[5]</sup>, 该模型所表示的过程为  $z_t = z_{t-1} + a_t - \theta a_{t-1}$ 。初始估计参数值为  $\hat{\theta}_1 = \hat{r}_1 = 0.57$ 。

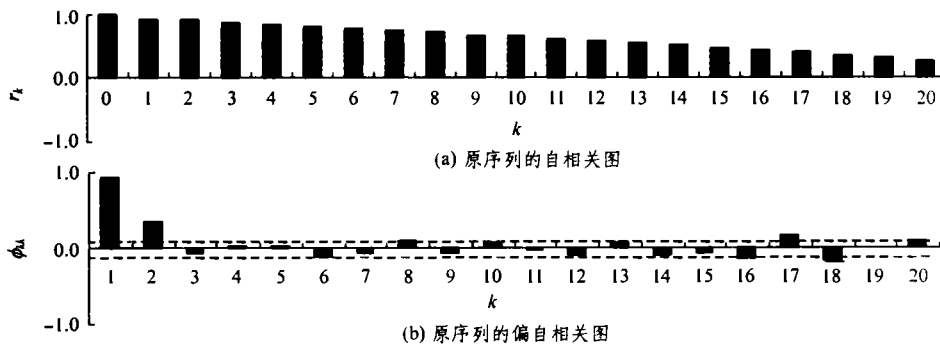


图 8 原序列的自、偏相关图

Fig.8 ACF and PACF of original series  $z_t$

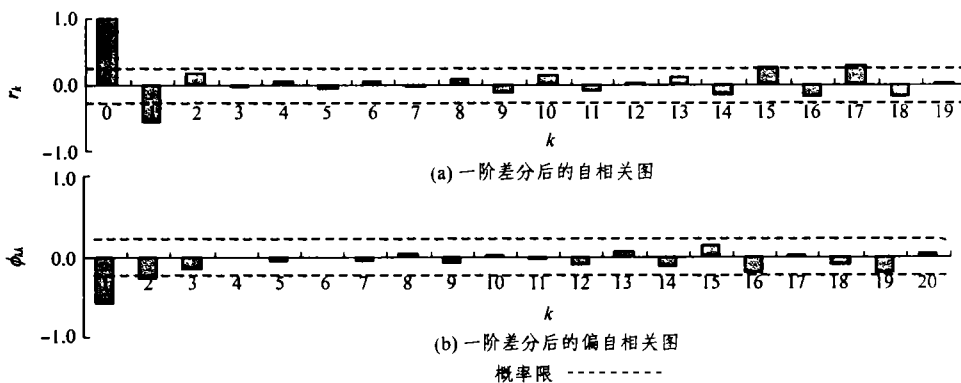


图 9 一阶差分后的自、偏相关图

Fig.9 ACF and PACF of first-order difference series  $z_t$

### 3.2.3 模型的参数估计

采用非线性最小二乘参数估计法, 使用反向预报值  $(z_t - z_{t-1})|_{t=150}$  的当前和未来值的收敛和  $e(150) = 0$ , 对 IMA(0, 1, 1) 模型的参数进行估计, 结果为  $\theta_1 = 0.36$ , 残差平方和为 141.7。

### 3.2.4 模型的诊断检验

考察残差序列  $\hat{a}_t$  的自相关估计值, 当高阶滞后以后, 均在其允许的  $r_k(a)$  的标准差上界  $n^{1/2}$  以内, 所以  $\hat{a}_t$  接近于白噪声  $a_t$ 。这就意味着该模型是恰当的。

### 3.2.5 预测模型

模型为:  $z_t = z_{t-1} + a_t - 0.36a_{t-1}$

设  $L$  为预报提前期, 预测方程为  $z_{t+L-1} + a_{t+L-1} - 0.36a_{t+L-1}$

原点  $t$  的预报为

$$\hat{z}_t(1) = z_t - 0.36a_t$$

$$\hat{z}_t(L) = z_t(L-1) \quad (L \geq 2)$$

其中,

$$a_t = z_t - \hat{z}_t(1)$$

## 4 预测结果的验证与变形预测

### 4.1 模型预测结果的验证

用同样的步骤分别取 cx1~cx5 孔不同深度的变形监测数据建模。以 cx1 孔为例, 对比分析变形实测结果与模型预测结果。表 1 给出了 cx1 孔 2.5, 5, 10, 15, 20 m 深度处的测点实测位移与预测位移比较。图 10 给出了实测和预测模型计算得到的时间-位移曲线比较、深度-位移曲线比较。

从表 1 和图 10 可以看出, 实测值与预测值是很接近的, 最大误差为 7.23 mm, 说明本文用时间序列分析方法建立的码头变形预测模型是可信的。

### 4.2 青岛港木质高桩码头变形预测

如前文所述, 青岛港木质高桩码头变形位移量

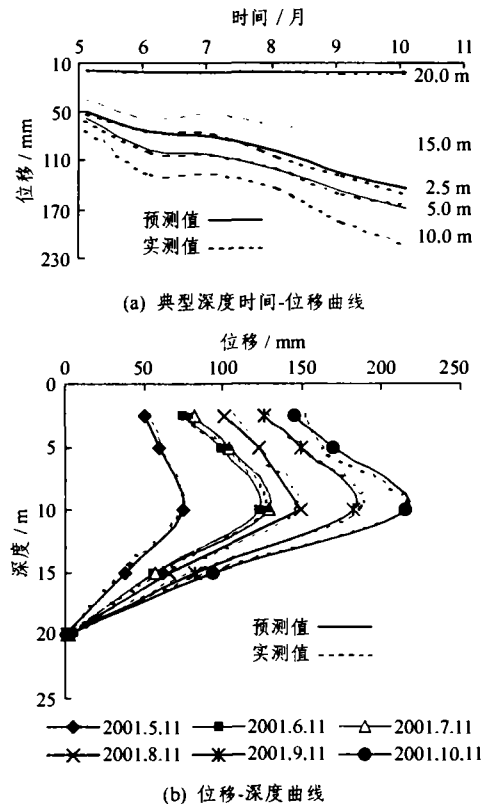


图 10 cx1 孔各典型深度处实测位移与预测位移的比较  
Fig.10 Comparison of forecasted and actual displacements in hole cx1

沿深度呈不均匀变化, 在 10 m 深度附近码头变形速率较大, 或变形曲线出现拐点。利用各孔 10 m 深处变形数据建立码头变形预测模型, 进行码头未来一定时段内的变形量预测, 结果如表 2 所示。将表中数据作最小二乘拟合, 得到布设变形监测孔的码头区段, 未来在 10 m 深处的整体位移变化趋势, 如图 11 所示。

由表 2 和图 11 可以看出, 该码头在 10 m 深处的位移在未来的一段时间内呈持续增长趋势, 最大位移量发生在 cx4 处达到 604 mm, 极有可能处形成贯通的滑面, 引起码头的失稳滑塌。

表 1 cx1 孔各典型深度处变形实测值与模型预测值的比较

Table 1 Comparison of the forecasted and actual displacements in hole cx1

深度 /m	2001-5-11			2001-6-11			2001-7-11			2001-8-11			2001-9-11			2001-10-11		
	实测	预测	误差	实测	预测	误差	实测	预测	误差	实测	预测	误差	实测	预测	误差	实测	预测	误差
2.5	50.81	52.92	2.11	75.04	75.80	0.76	81.63	77.05	4.58	100.71	106.38	5.67	126.73	127.49	0.76	144.59	151.39	6.80
5.0	59.37	61.12	1.75	97.89	100.32	2.43	102.92	104.91	3.99	122.42	120.55	1.97	148.98	150.18	2.18	169.39	162.16	7.23
10.0	74.22	73.35	0.87	122.49	125.44	2.95	128.29	126.70	1.59	148.52	144.58	3.94	181.81	185.82	4.01	214.02	213.76	4.26
15.0	37.81	35.60	2.21	55.66	59.54	3.88	56.64	52.21	2.43	65.46	66.69	1.23	81.66	76.44	5.22	93.02	87.35	5.67
20.0	0.57	0.66	0.09	2.05	2.93	0.88	1.37	3.19	1.82	1.22	0.94	0.28	2.61	3.34	0.73	2.27	3.72	1.45
	$\Delta_{\max} = 2.21$			$\Delta_{\max} = 3.88$			$\Delta_{\max} = 4.58$			$\Delta_{\max} = 5.67$			$\Delta_{\max} = 5.22$			$\Delta_{\max} = 7.23$		

**表2 各孔10 m深处的位移量预测表**

**Table 2 Forecasted displacements in the depth 10 m from hole cx1 to cx5 mm**

孔号	日期		
	2002.6	2002.12	2003.6
1	384	560	600
2	256	378	432
3	275	364	456
4	365	590	604
5	256	360	400

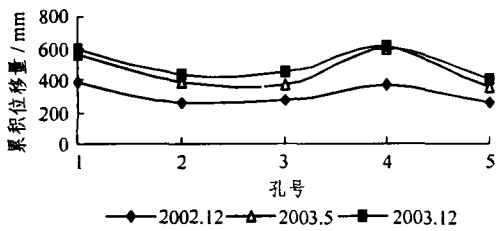


图11 码头10 m深处预测累积位移

Fig.11 Forecasted accumulative displacements in the depth of 10 m in the monitoring segment

## 5 码头滑面深度确定

### 5.1 滑面位置的初步确定

监测孔的深度-位移曲线存在明显的位移突变或拐点时,表明该处已出现或存在潜在的滑动面<sup>[10]</sup>。从图6中的5个监测孔的位移-深度曲线中可以看出,监测区段cx1孔的10 m, cx2, cx3孔的5 m深度处均已出现滑动面。

### 5.2 滑面深度修正

由监测孔直接确定的滑面深度是电缆线所标示的深度,并不一定是该位置的垂直深度,在滑坡整治设计方案时,应对监测到的滑面深度按下式进行修正。

码头深部某处的垂直深度为

$$h_v = (H_s - l/2 - a) \cos \theta \quad (3)$$

式中:  $h_v$  为滑面的垂直深度;  $H_s$  为滑面沿测斜管到地面的长度;  $l$  为探头上下两组滑轮间的距离,为0.5 m;  $a$  为探头下组滑轮大探头底端的长度,为0.1米;  $\theta$  为滑面滑面测斜管与铅垂方向的夹角。

通过式(3)对滑面的测读深度10 m作校正为9.65 m,对cx2孔5 m深度作校正为4.5 m,对cx3

孔5 m深度作校正为4.7 m。

## 6 结论

(1) 青岛港木质高桩码头变形在深度和平面上都呈现显著的不均匀性,从cx1孔到cx5孔,码头变形最大值发生深度依次从10 m变至5 m,直至码头表面;码头变形量分布平面上呈“~”形。

(2) 进行码头表面卸荷之前,码头变形速率呈跳跃式增长;卸荷之后呈稳定增长;变形-深度曲线形态随时间从窄峰抛物线形变为宽峰抛物线形,最后变为斜线形。

(3) 码头变形受潮汐、表面荷载等环境因素影响显著。

(4) 利用时间序列法建立了码头变形预测模型,通过实测位移与预测位移的结果比较,表明所建模型预测结果可信。

(5) 根据变形-深度曲线的形态,确定了码头破坏面深度,并考虑监测孔倾斜因素进行了滑面深度修正。

(6) 研究表明青岛港木质高桩码头处于不稳定状态,亟需工程治理。

## 参考文献

- 1 单红仙. 利用地质雷达探测青岛港木质高桩码头承台完整性[J]. 海岸工程, 1997, 16(4): 20~24
- 2 熊国文. 测斜仪观测误差的计算方法[A]. 首届全国岩土力学与工程青年工作者学术讨论会论文集[C]. 杭州: 浙江大学出版社, 1992
- 3 Angeli M G. A critical review of landslide monitoring experiences[J]. Engineering Geology, 2000, 55: 133~147
- 4 陈万佳. 港口水工建筑物[M]. 北京: 人民交通出版社, 1995, 189~255
- 5 廖雄华, 张克绪. 天津港高桩码头桩基-岸坡土体相互作用的数值分析[J]. 水利学报, 2002(4): 81~87
- 6 Ausilio E, Conte E, Dente G. Stability analysis of slopes reinforced with piles[J]. Computers and Geotechnics, 2001, 28: 591~611
- 7 Box G E P, Jenkins G M. 时间序列分析预测与控制[M]. 顾岚译. 北京: 中国统计出版社, 1997
- 8 项静恬. 动态数据处理——时间序列分析[M]. 北京: 气象出版社, 1986
- 9 杨位钦, 顾岚. 时间序列分析与动态数据建模[M]. 北京: 北京理工大学出版社, 1986
- 10 李迪, 马水山. 岩石边(滑)坡稳定性的判识[J]. 长江科学院院报, 1995, 12(3): 44~52