

# 基于大变位板桩墙结构实测位移的 $m$ 值反演分析

赵文虎<sup>1</sup>, 顾明如<sup>2</sup>, 杜成斌<sup>1</sup>, 马志华<sup>3</sup>, 张富贵<sup>4</sup>

(1. 河海大学力学与材料学院, 江苏南京 210098; 2. 江苏省水利建设工程有限公司, 江苏扬州 225002;  
3. 江苏省泰州引江河第二期工程建管局, 江苏泰州 225300; 4. 江苏省水利勘测设计研究院有限公司, 江苏扬州 225127)

**摘要:** 针对大变位板桩结构, 基于竖向弹性地基梁传递矩阵法, 将同一土层的板桩墙进行竖向分段计算, 建立了求解  $m$  值的不动点法迭代格式。依据长江下游地区 3 个典型工程中板桩墙水平位移的实测结果, 反演得出相应工程场地粉质黏土、粉砂土的  $m$  值取值范围。基于反演得到的  $m$  值计算的位移与现场实测数据吻合较好, 土体  $m$  值随深度的增加也相应增大, 一定深度后趋于稳定。最后综合研究得出, 长江下游类似工程场地的粉质黏土、粉砂土  $m$  值取值范围分别为 2 700~3 400 kN/m<sup>4</sup> 和 2 000~2 800 kN/m<sup>4</sup>。

**关键词:** 弹性地基梁法; 传递矩阵法;  $m$  值; 反演分析; 板桩结构

中图分类号: U 656

文献标志码: A

文章编号: 1002-4972(2017)02-0135-08

## Inversion analysis of $m$ value based on the lateral displacement of the sheet-pile wall with large deformation

ZHAO Wen-hu<sup>1</sup>, GU Ming-ru<sup>2</sup>, DU Cheng-bin<sup>1</sup>, MA Zhi-hua<sup>3</sup>, ZHANG Fu-gui<sup>4</sup>

(1. College of Mechanics and Materials, Hohai University, Nanjing 210098, China;

2. Jiangsu Hydraulic Engineering Construction Co., Ltd., Yangzhou 225002, China;

3. The Second Phase of Project Construction Administration for Taizhou Yinjiang River in Jiangsu Province, Taizhou 225300, China;

4. Jiangsu Surveying and Design Institute of Water Resources Co., Ltd., Yangzhou 225127, China)

**Abstract:** Based on the transfer matrix method of vertical elastic foundation beam, the sheet-pile wall and the corresponding soil layer are divided into thinner soil layers in the same kind of soil, and a fixed point iterative formula of solving  $m$  value is established. According to the results of horizontal deformation field measurements of three typical sheet pile wall projects in the lower Yangtze River region, the ranges of  $m$  value for the silty clay and slit sand are presented by the inversion method. The inversion analyses of  $m$  value can well reflect the actual situation, and the results indicate that the  $m$  value will rise with the increase of depth and then tends to be stable. For the similar project in the lower Yangtze River region, the inversion results show that the recommended ranges of  $m$  value for the silty clay and slit sand for the large deformation of sheet-pile are 2 700~3 400 kN/m<sup>4</sup> and 2 000~2 800 kN/m<sup>4</sup> respectively, and it can provide a reliable basis for selection of  $m$  value in the similar region.

**Keywords:** elastic foundation beam method; transfer matrix method;  $m$ -value; inversion analysis; sheet-pile structure

板桩墙结构因其构造简单、适用性强、耗材少、工程造价经济等优点, 被广泛应用于沿海沿江地区的码头、船闸、围堰和护岸等挡水、挡土工程<sup>[1]</sup>。目前对板桩墙结构的设计计算, 可以采

用有限元方法分析<sup>[2-3]</sup>, 但弹性地基梁法由于不仅能够考虑板桩墙结构的平衡条件和与土体间的变形协调, 而且能够兼顾锚杆或支撑结构施加的预应力的影响, 成为应用最为广泛的方法<sup>[4]</sup>。弹性

收稿日期: 2016-06-23

作者简介: 赵文虎 (1990—), 男, 博士研究生, 从事水工结构工程中力学问题研究。

地基梁法将土体视为弹性变形介质，朱金龙等<sup>[5]</sup>用于计算验证软土地基上桩基桥墩的实测结果，发现计算结果与实际情况符合得较好；戴自航等<sup>[6]</sup>针对多层地基分别采用  $m$  值的有限差分法和杆系有限单元法计算水平荷载桩身的位移和内力，两种方法所得结果一致；Ömer Bilgin 等<sup>[7]</sup>对单锚板桩墙结构提出了新的地基反力系数分布，为单锚板桩结构的设计提供了一定的依据。

$m$  值的选取，不仅与土体的类别和物理性质有关，还与板桩墙的刚度、水平位移、埋深及荷载作用方式等有关，给确定工程地区土体的  $m$  值带来较大的困难。 $m$  值可通过水平静荷载试验确定<sup>[8]</sup>，由于试验条件的限制，多数情况下难以实现。当无试验数据时，可参照现行板桩规范<sup>[9]</sup>给出的各土体  $m$  值的取值范围，但其选取的范围较大，设计人员难于把握， $m$  值取值偶然因素太多，故需要结合实际工程土体性质及板桩墙变形情况进行反分析<sup>[10-12]</sup>，从而确定合适的  $m$  值。这些  $m$  值大多是当板桩墙计算水底处变形较小时选取的，而许多实际工程中，计算水底处水平位移往往大于 10 mm。现行规范中也只是规定当板桩墙计算水底处位移大于 10 mm 时，泥面以下一定深度范围内土层  $m$  值取表中范围的下限值，选取具有一定的随意性，故  $m$  值在结构大变位情况下的选取仍然需要进一步研究。

为了更为准确地确定软土地基上板桩墙结构大变位情况下的  $m$  值，本文基于竖向弹性地基梁传递矩阵法，计算板桩墙的变形形态，对相应的土层采取分层选取的方式，建立了求解  $m$  值的不动点法迭代格式，依据泰州引江河二期工程闸室板桩墙现场实测水平位移进行  $m$  值反演分析，得出了该场地粉砂土层的  $m$  值建议取值范围，并用于预测下游导航墙的水平位移，且同现场实测结果进行了对比。再通过另外两个长江下游地区典型工程中的板桩墙现场实测水平位移，反演得出相应的粉质黏土和粉砂土的  $m$  值建议取值范围。最后总结归纳出该地区类似软土地基的  $m$  值建议取值范围，以便为土层相近或者类似地区板桩墙设计提供参考和依据。

### 1 板桩墙结构计算方法

选取单位宽度的板桩墙作为竖向放置的弹性地基梁，将如图 1 所示的竖向弹性地基梁从泥面处切开，泥面以上墙段视作为底端固定的简支梁，其上作用有锚杆、墙后朗肯主动土压力及剩余水压力；泥面以下的墙段为埋于地基土中的竖向弹性地基梁，两端均为自由边界，顶端作用有水平力  $Q$  和力矩  $M$ ，分别为此断面的剪力和弯矩，墙后作用有超载土压力及剩余水压力，总强度为  $q_D$ ，见图 2。当无试验资料时，计算中使用到的  $m$  值可参照现行规范附录 A 选取。

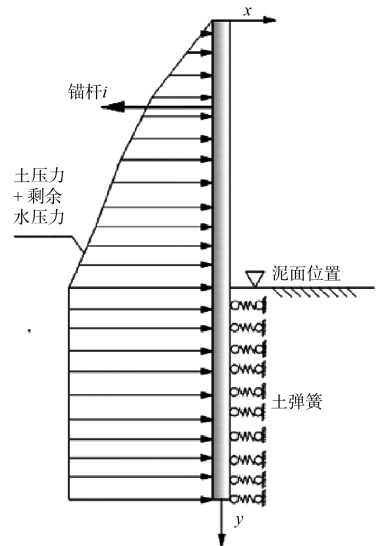


图 1 竖向弹性地基梁计算简图

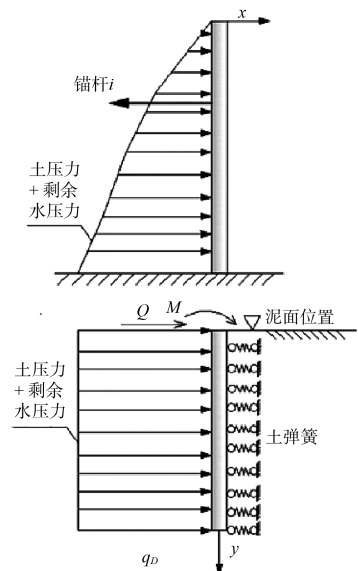


图 2 水平荷载下计算模型

竖向弹性地基梁泥面以下墙段采用传递矩阵法计算, 即通过梁一端的初始状态及所受的荷载求得各点的位移和内力状态。基于文克尔 (Winkler) 假定, 竖向弹性地基梁的微段, 根据力和弯矩的平衡, 可以得到 4 个微分方程式:

$$\begin{cases} \frac{dx}{dy} = -\theta \\ \frac{d\theta}{dy} = \frac{M}{EI} \\ \frac{dM}{dy} = Q \\ \frac{dQ}{dy} = Kx - q_D \end{cases} \quad (1)$$

式中:  $x$  为微分段的水平变位;  $y$  为微分段的深度;  $Q$ 、 $M$ 、 $q_D$  分别为作用于微分段上的剪力 (kN)、弯矩 (kN·m)、水平均布荷载 (kN/m<sup>2</sup>);  $K$  为土体水平地基反力系数,  $K=my$ ,  $m$  为比例系数。

将式 (1) 写成矩阵形式, 并通过拉普拉斯 (Laplace) 变换<sup>[13]</sup>, 可得到增广矩阵形式:

$$\begin{bmatrix} x_i \\ \theta_i \\ M_i \\ Q_i \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \varphi_1 & -\frac{1}{2\beta}\varphi_2 & -\frac{2\beta^2}{K}\varphi_3 & -\frac{\beta}{K}\varphi_4 & -\frac{q}{K}(1-\varphi_1) \\ \beta\varphi_4 & \varphi_1 & \frac{2\beta^3}{K}\varphi_3 & \frac{2\beta^2}{K}\varphi_3 & -\frac{\beta q}{K}\varphi_4 \\ \frac{K}{2\beta}\varphi_3 & -\frac{K}{4\beta^3}\varphi_4 & \varphi_1 & \frac{1}{2\beta}\varphi_2 & -\frac{q}{2\beta^2}\varphi_3 \\ \frac{K}{2\beta}\varphi_2 & -\frac{K}{2\beta^2}\varphi_3 & -\beta\varphi_4 & \varphi_1 & -\frac{q}{2\beta}\varphi_2 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} x_{i-1} \\ \theta_{i-1} \\ M_{i-1} \\ Q_{i-1} \\ 1 \end{bmatrix} \quad (2)$$

式中:  $\varphi_1 = \cosh(\beta y) \cos(\beta y)$ ;  $\varphi_2 = \cosh(\beta y) \sin(\beta y) + \sinh(\beta y) \cos(\beta y)$ ;  $\varphi_3 = \sinh(\beta y) \sin(\beta y)$ ;  $\varphi_4 = \cosh(\beta y) \sin(\beta y) - \sinh(\beta y) \cos(\beta y)$ ;  $\beta^4 = \frac{K}{4EI}$ 。

式 (2) 表明: 通过一个五阶的矩阵, 可将竖向弹性地基梁任意截面  $i-1$  处的状态传递到截面  $i$  处, 从而求得该截面的状态。竖向弹性地基梁泥面以上墙体任意一点  $j$  的水平变位和角变位为:

$$\delta_j = x_0 + \varphi_0 h_j + \Delta_j + f_{jR} \quad (3)$$

$$\varphi_j = \varphi_0 + \varphi_j + \varphi_{jR} \quad (4)$$

式中:  $\delta_j$  和  $\varphi_j$  分别为泥面以上板桩墙  $j$  点的水平位移和  $j$  点转角;  $\Delta_j$  和  $\varphi_j$  分别为悬臂梁在墙后土压力和水压力共同作用下产生的  $j$  点水平变位和角

变位;  $f_{jR}$  和  $\varphi_{jR}$  分别为悬臂梁在锚杆作用下产生的  $j$  点的水平变位和角变位;  $x_0$  和  $\varphi_0$  分别为竖向弹性地基梁入土段顶端 (泥面处) 的水平位移和转角;  $h_j$  为  $j$  点到泥面处的距离。

## 2 位移反分析方法

以现场实测的板桩墙水平位移信息为基础, 选择适当的力学模型 (本文采用弹性地基梁传递矩阵法) 及相应的边界条件, 构成合适的目标函数使实测位移与计算结果尽量一致, 得出最优解的方法即为位移反分析法。将板桩墙竖向弹性地基梁分析方法和非线性优化方法相结合, 建立地基土  $m$  值的位移反分析方法, 为了使计算值从整体上尽可能与全部实测值接近, 要求两者偏差的平方和最小。土体  $m$  值的选取受土层性质的影响, 现行规范给出了不同土质  $m$  值的变化区间, 故目标函数  $\Pi$  和  $m$  值的约束条件分别可写为:

$$\Pi = \sum_{i=1}^n (x_i - x_i^*)^2 \quad (5)$$

$$m_{i,\min} \leq m_i \leq m_{i,\max} \quad i = 1, 2, 3, \dots, n \quad (6)$$

式中:  $n$  为测值总数;  $x_i^*$  为第  $i$  点实测值水平位移;  $x_i$  为相应的数值分析计算值;  $m_{i,\min}$  和  $m_{i,\max}$  分别是该土质参数  $m$  值的上下限值, 这样式 (5) 和式 (6) 就组成了一个非线性规划问题。

针对此非线性问题运用拟迭代法求解, 构造一个迭代公式, 逐次逼近求解, 式 (6) 则可变为求任意截面实测位移  $x_i^*$  和数值计算值  $x_i$  交点的问题。因此, 根据式 (2) 中竖向弹性地基梁段水平位移  $x_i$  计算公式经过变换<sup>[14]</sup>, 再与实测位移  $x_i^*$  分别乘以  $m$ , 令

$$g(m) = x_i m = \frac{Q}{\sqrt{b^3} (EI/m)^2} \cdot A_{x_i} + \frac{M}{\sqrt{b^2} (EI/m)^3} \cdot B_{x_i} + \frac{b q_D}{\sqrt{b^4 EI/m}} \cdot E_{x_i} \quad (7)$$

$$f(m) = x_i^* m \quad (8)$$

式中:  $m$  为地基系数随深度增长的比例系数 (kN/m<sup>4</sup>);  $b$  为板桩墙的计算宽度 (m);  $EI$  为板桩墙的抗弯刚度 (kN/m<sup>2</sup>);  $A_{x_i}$ ,  $B_{x_i}$ , ...,  $E_{Q_i}$  为土体的无量纲系数, 由文献 [14] 中附表 2-4 查得。

$f(m)$ 和 $g(m)$ 均关于 $m$ 值单调递增。根据拟牛顿法可构造迭代为:

$$m_{k+1} = m_k - \frac{f(m_k) - g(m_k)}{x_i^*} \quad (9)$$

式(9)可以看成是 $\varphi(m) = \frac{f(m) - g(m)}{x_i^*}$ 不动点

迭代格式,这样就可以应用不动点迭代的收敛原则,只需证明在根 $m^*$ 附近存在某一邻域( $m^* - \delta, m^* + \delta$ ),使 $|\varphi'(m)| < 1$ 。由于:

$$\varphi'(m) = \frac{f'(m) - g'(m)}{x_i^*} = 1 - \frac{g'(m)}{x_i^*} \quad (10)$$

而 $g'(m) = \frac{2}{5} \frac{Q}{\alpha^3 EI} \cdot A_{x_i} + \frac{3}{5} \frac{M}{\alpha^2 EI} \cdot B_{x_i} + \frac{1}{5} \frac{bq_D}{\alpha^4 EI}$ 。  
 $E_{x_i} < x_i = x_i^*$ ,那么由 $\varphi'(m)$ 的连续性可知,存在一个邻域( $m^* - \delta, m^* + \delta$ ),对此邻域内的一切 $m$ ,有 $|\varphi'(m)| < 1$ 。故式(9)迭代满足收敛准则。

对该土层给定任意的 $m$ 初值 $m_0$ (在给定范围内),将计算值与实测值进行比较,通过不断迭代,当计算值和现场实测值的差异在误差允许范围内达到最小时,迭代得到 $m^*$ 。具体迭代步骤(第 $k$ 步, $m = m_k$ ): 1) 分别计算 $f(m)$ 和 $g(m)$ 的大小; 2) 比较 $f(m)$ 和 $g(m)$ 的差值,若 $|f(m) - g(m)| < \varepsilon$ ( $\varepsilon$ 为计算值与实测值误差允许范围),迭代结束,转入步骤4),如不满足,转入3); 3)根据迭代公式(9)得出新的 $m$ 值, $m = m_{k+1}$ ,转入1); 4)得到该土层的 $m$ 值( $m^*$ )。

### 3 工程实例反演与分析

#### 3.1 长江下游粉砂土层 $m$ 值反演——工程实例1

泰州引江河二期工程二线船闸位于高港枢纽一期船闸西侧,引江河自场地东侧流动,南通长江。本工程为1级水工建筑物,船闸场地地貌类型属于长江下游冲积平原,为软土地质,闸室墙采用拉锚板桩墙结构,施工过程中,闸室内开挖至最深,泥面高程-5.7 m,此时墙后填土高程4.3 m,墙前水位降至-5.7 m以下,墙后水位控制在-4.2 m左右,故计算时取墙前、墙后水位差1.5 m。船闸闸室板桩墙设计顶部高程为6.0 m,底部高程为-15.0 m,墙身厚80 cm,锚杆位于高

程2.5 m处,船闸结构断面及各土层分布见图3,各土层材料参数指标见表1。

表1 表1工程实例1各土层的材料参数

名称	各层土体 高程/m	密度/ (g/cm <sup>3</sup> )	粘聚力 c/kPa	内摩擦角 $\varphi/(^\circ)$
回填土	2.0~6.0	1.97	0	28.0
砂壤土	-1.16~2.0	1.98	6.0	24.6
粉质黏土	-2.56~-1.16	1.94	14.4	15.5
粉砂	-15.0~-2.56	1.93	4.5	30.3

此处作用在竖向弹性地基梁上的土层为一层粉砂土,根据测斜仪工作原理及现场实测结果,竖向地基梁入土段共有11个测点,故将泥面以下墙段分为10段,除第一段为0.3 m之外,每段均为0.5 m,土层也进行相应的分层。根据现场实测板桩墙水平位移进行反分析,得出粉砂土各层 $m$ 值,其范围为2 000~2 300 kN/m<sup>4</sup>,结果见图4,随着深度的增加, $m$ 值整体呈增大趋势,其变化规律与文献[15]中的试验规律相符。

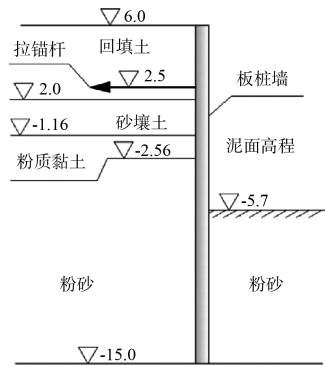


图3 闸室结构断面及各土层分布(单位:m)

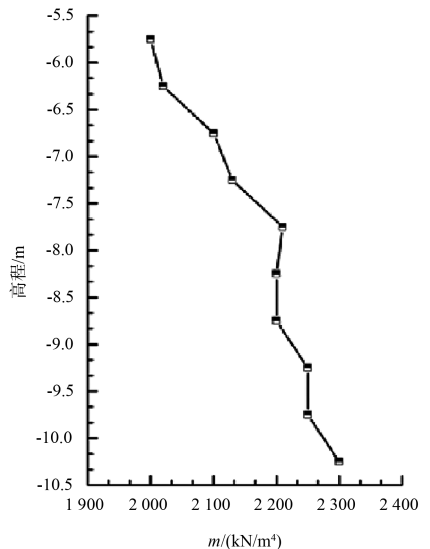


图4 工程实例1 $m$ 值随高程的变化曲线

根据反演得到的  $m$  值计算出闸室板桩墙水平位移的反演值、并与规范规定的  $m$  值计算出的规范值及实测(位移)值相比较, 见图 5。在泥面高程-5.7 m 以下, 该部分板桩墙共 11 个测点, 反演值与现场实测结果相比, 最大误差 3.7%; 泥面以上墙段共 23 个测点, 反演值与现场实测结果相比, 误差主要集中在锚杆和板桩墙最大水平位移附近, 最大误差 4.6%, 误差增大是由于未能考虑安装锚杆和开挖等施工过程的影响。规范值与实测结果相比, 最大位移处误差达 10.8%, 主要由于按规范要求  $m$  值取下限值,  $m$  值偏小, 致使计算得出的闸室墙水平变形比实测值偏大。整体而言, 通过反演得到的  $m$  值计算出的闸室板桩墙水平位移反演值、规范值与现场实测值一致。运用此  $m$  值反演结果预测本工程中下游导航墙的水平变形, 结果比较见图 6。从图 6 可看出, 下游导航墙水平位移的预测值、规范值与现场实测值整体一致, 其三者之间的规律与闸室板桩墙的计算结果规律相似。故依据反演得到的  $m$  值可以非常精确地预测下一工况板桩墙的水平位移, 这也说明经过反演分析可以得到准确反映该土体性态的  $m$  值。

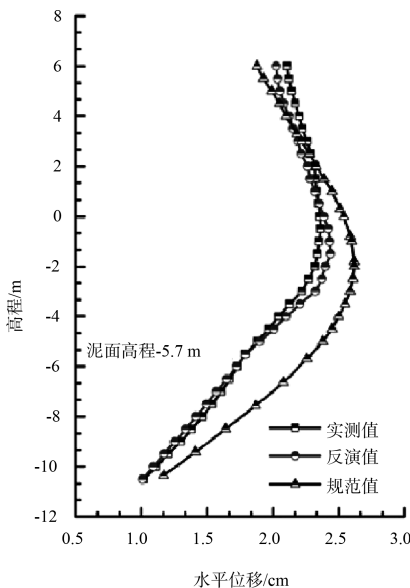


图 5 闸室墙水平位移反演值、规范值与实测值的比较曲线

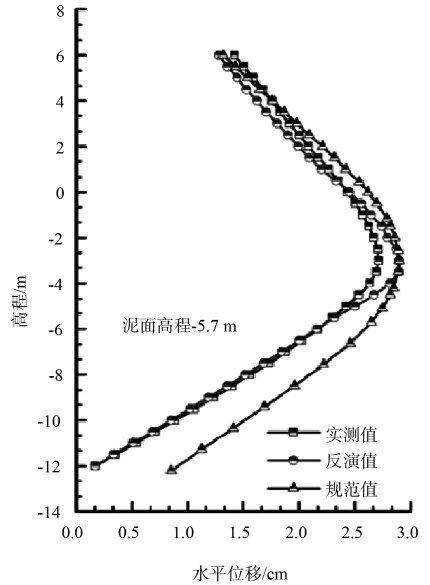


图 6 导航墙水平位移预测值、规范值与实测值的比较曲线

### 3.2 长江下游粉质黏土、粉砂土层 $m$ 值反演——工程实例 2

某码头工程位于扬州市长江北汉的南岸, 码头面高程为 5.5 m, 码头前沿泥面高程为-2.0 m, 地连墙设计底高程-15.0 m、墙厚 0.6 m。墙前计算水位 2.4 m, 平均潮差为 2.40 m。码头为单锚板桩墙结构, 钢拉杆间距为 2.0 m, 采用竖向弹性地基梁法对单锚板桩结构进行受力分析时, 板桩入土段墙后主动土压力为计算泥面以上土体产生的主动土压力, 剩余水压力按照 1/2 平均潮差即 1.2 m 计算。其断面及各土层分布见图 7, 各土层材料参数指标<sup>[16]</sup>见表 2。

表 2 工程实例 2 各土层的材料参数

名称	各层土体 高程/m	密度/ (g/cm <sup>3</sup> )	粘聚力 c/kPa	内摩擦角 $\varphi/(^\circ)$
回填土	1.0~5.5	1.89	0	28.0
粉质黏土	-5.4~1.0	1.83	11.2	12.5
粉砂 1	-11.9~-5.4	1.82	4.9	27.3
粉砂 2	-15.0~-11.9	1.90	3.9	26.3

根据监测数据, 得知该码头板桩墙顶的水平位移在施工期时为 19 mm, 结合该工程的数值分析结果, 对板桩墙在施工期荷载作用下进行  $m$  值反演分析。竖向弹性地基梁泥面以下部分共 14 个

测点，所处土层分别为粉质黏土、粉砂土1和粉砂土2，也相应地被分为13层。各土层  $m$  值随高程的变化曲线见图8。从图8可以看出，粉质黏土层的  $m$  值随深度的增加急剧增大，其范围为2 750~3 182  $\text{kN/m}^4$ ；粉砂土1被分为7层，其  $m$  值随深度变化略有增加，整体趋于稳定，范围为2 510~2 804  $\text{kN/m}^4$ ；粉砂土2随深度呈稳定趋势，范围为2 279~2 390  $\text{kN/m}^4$ 。图9为该板桩墙水平位移的反演值、规范值与实测值的比较结果，其中泥面以下共14个测点，泥面以上共8个测点。从图9可以看出，板桩墙水平位移的反演值在泥面以下墙段与实测值一致，泥面以上墙段由于受到施工扰动的影响与现场实测结果，略有偏差，最大位移误差3.3%；规范值比实测结果略微偏大，最大位移处误差6.2%。整体而言反演分析结果、规范值与实测结果三者相符。

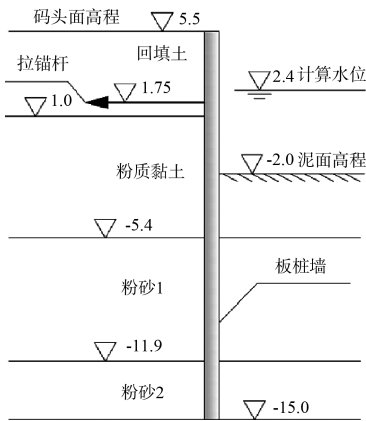


图7 码头结构断面及各土层分布 (单位: m)

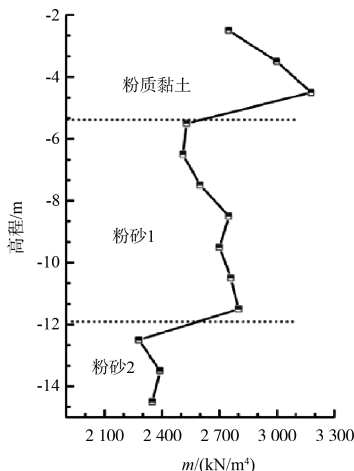


图8 工程实例2  $m$  值随高程的变化曲线

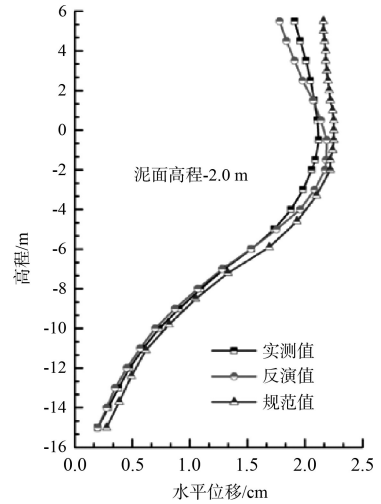


图9 工程实例2反演值、规范值与实测值的比较曲线

### 3.3 长江下游粉质黏土 $m$ 值反演——工程实例3

苏州轨道交通一号线某车站采用明挖施工、板桩墙结构围护体系，其工程重要性等级为一级，工程场地地下水丰富，存在潜水和微承压水；软土土层分布广泛，厚度不均，各土层物理参数<sup>[12]</sup>见表3。车站主体结构为厚0.8 m的板桩墙结构，泥面高程-8.7 m，采用边开挖边支护的施工方案，分别于高程3.0、-1.4、-5.0、-8.2 m处布置支撑结构，其计算断面见图10。

表3 工程实例3各土层的材料参数

名称	各层土体 高程/m	密度/ ( $\text{g/cm}^3$ )	粘聚力 $c/\text{kPa}$	内摩擦角 $\varphi/(\text{°})$
素填土	1.6~4.0	1.85	12.0	12.0
粉质黏土1	-3.4~1.6	1.95	24.0	16.1
粉质黏土2	-7.2~-3.4	1.91	9.1	21.2
粉质黏土3	-13.8~-7.2	1.89	8.4	27.5
粉质黏土4	-18.0~-13.8	1.90	9.0	17.5

车站板桩墙结构泥面以下墙段所处土层分别为粉质黏土3和粉质黏土4，反演分析过程中将粉质黏土3分为10层，粉质黏土4分为8层，各层土体  $m$  值随深度的变化曲线见图11。从图11可以看出，粉质黏土3各土层随深度的增加呈增长趋势，其范围为2 761~3 351  $\text{kN/m}^4$ ；粉质黏土4各土层随深度的增加而变化不大，整体趋于稳定，范围为2 761~2 954  $\text{kN/m}^4$ 。图12为该板桩墙水平位移的反演值、规范值与实测值的比较结果，

其中泥面以下共 18 个测点, 泥面以上共 13 个测点。从图 12 可以看出, 板桩墙水平位移反演值在泥面以下墙段与实测值一致, 泥面以上墙段由于受到布置支撑、施工开挖等扰动的影响, 与现场实测结果略有偏差, 最大位移处误差 7.3%; 规范值比实测结果偏大, 最大位移处误差 13.1%。整体而言反演值、规范值与实测结果相符。

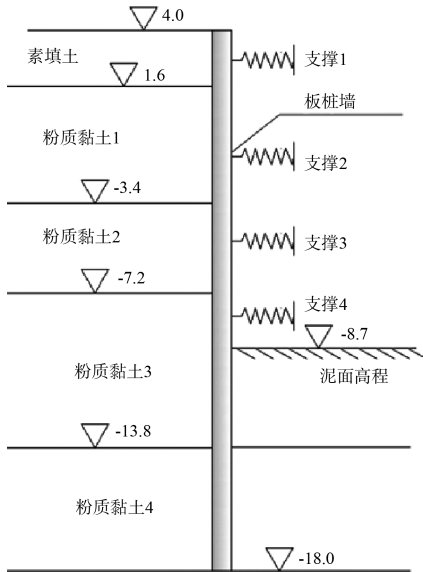


图 10 车站断面结构 (单位: m)

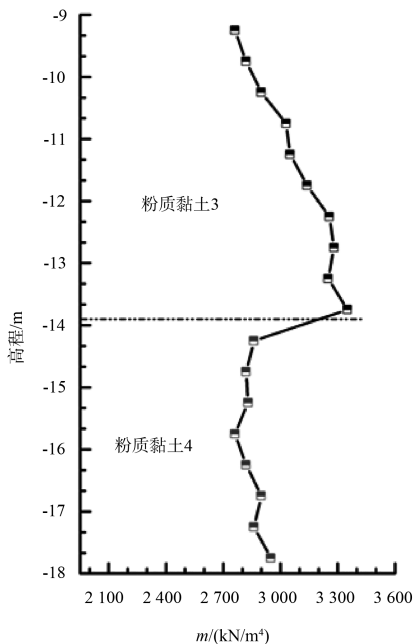


图 11 工程实例 3  $m$  值随高程的变化曲线

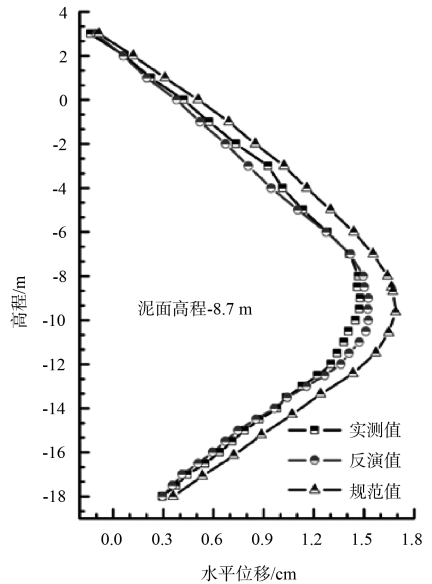


图 12 工程实例 3 反演值、规范值与实测值的比较曲线

#### 4 结论

1) 依据泰州引江河二线船闸工程闸室板桩墙现场实测水平位移, 反演得出该处粉砂土的  $m$  值取值范围为  $2\ 000\sim 2\ 300\text{ kN/m}^4$ 。运用此  $m$  值预测该工程下游导航墙的水平位移, 与实测结果吻合较好。结果表明, 板桩墙大变位情况下, 基于竖向弹性地基梁传递矩阵法构造的土体  $m$  值的反演分析方法准确、可靠。

2) 3 个典型工程实例的反演结果均与实测值吻合性较好, 对于大变位板桩墙的设计计算, 将地基土  $m$  值采取分层选取的方式较适宜。随着深度的增加, 同一类土层  $m$  值也相应地增大, 一定深度以后  $m$  值趋于稳定。板桩墙泥面以下墙段水平位移反演值与实测值基本一致, 受施工的扰动较小; 板桩墙泥面以上墙段水平位移反演值与实测值存在一定的误差, 其主要原因是由于在具体施工工程中, 诸多因素例如安装锚杆或支撑结构、开挖条件以及施工方法等, 会影响土体的参数。

3) 板桩墙发生大变位时, 长江下游类似工程场地的粉砂土层  $m$  取值范围建议为  $2\ 000\sim 2\ 800\text{ kN/m}^4$ , 粉质黏土  $m$  取值范围建议为  $2\ 700\sim 3\ 400\text{ kN/m}^4$ 。反演结果与现行规范相比, 当板桩

墙计算水底处位移大于 10 mm 时, 取表中小值的原则一致, 但规范  $m$  取值偏小, 计算结果偏大, 反演结果更接近实际情况。反演缩小了  $m$  值的取值范围, 丰富了当地的工程取值经验, 可为今后类似地区类似土层  $m$  值的选取提供可靠依据。

**参考文献:**

[1] 刘永绣.板桩和地下墙码头的设计理论和方法[M].北京:人民交通出版社,2006.

[2] 陈小翠,杜成斌,江守燕,等.施工期地连墙整体模型优化[J].水运工程,2016(2):142-147.

[3] 李荣庆,贡金鑫,杨国平.板桩结构非线性有限元分析[J].水运工程,2010(2):110-115.

[4] 王浩芬.有锚板桩墙计算方法[J].港工技术,1989(1):10-22.

[5] 朱金龙,孙力彤.软土地基上桩基础使用  $m$  法计算的验证[J].同济大学学报:自然科学版,2003,31(8):902-905.

[6] 戴自航,陈林靖.多层地基中水平荷载桩计算  $m$  法的两种数值解[J].岩土工程学报,2007,29(5):690-696.

[7] ÖMER B.Lateral earth pressure coefficients for anchored sheet pile walls[J].International journal of geomechanics,2012,12(5):584-595.

[8] 吴锋,时蓓玲,卓杨.水平受荷桩非线性  $m$  法研究[J].岩土工程学报,2009,31(9):1398-1401.

[9] 中交第一航务工程勘察设计院有限公司.板桩码头设计与施工规范:JTS 167-3—2009[S].北京:人民交通出版社,2009.

[10] FINNO R J, CALVELLO M. Supported excavations: observational method and inverse modeling[J].Journal of geotechnical & geoenvironmental engineering, 2005, 131(7): 826-836.

[11] 宋建学,翟永亮,莫莉.基于支撑内力和支护桩位移测量的  $m$  值反演[J].岩土工程学报,2010,32(S1):156-160.

[12] 王强,刘松玉,童立元,等.多支撑地下连续墙动态开挖过程中  $m$  值反分析[J].东南大学学报:自然科学版,2011,41(2):352-358.

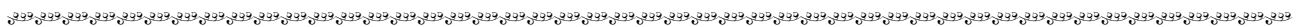
[13] 夏国平.斜拉-悬索协作体系桥的结构体系研究及其弹性地基梁算法[D].大连:大连理工大学,2010.

[14] 范文田.地下墙柱静力计算[M].北京:人民铁道出版社,1978.

[15] 张宏垚.大变位板桩墙结构的数值模拟与结构特性分析[D].天津:天津大学,2009.

[16] 朱庆华,钱祖宾,张福贵.单锚板桩墙结构整体受力分析方法[J].人民黄河,2013,35(8):96-98.

( 本文编辑 武亚庆 )



**· 消 息 ·**

**国内首艘深层水泥拌合船在香港机场沉桩试验**

近日,中交一航局“CCCC DCM1”施工船驶入香港机场扩建工程施工现场,率先开始沉桩作业。该船为国内首艘深层水泥拌合船,船长 60 m、宽 26 m、型深 4.1 m、桩架高度 48.6 m,在国内首次采用 3 组处理机装置,一次处理面积可达 13.92 m<sup>2</sup>,最大处理深度可达水面下 35 m。它配备了吃水仪、水深计等一系列先进的自动检测仪器,其施工管理控制系统具有高度的自动化性能,能够实现一键式制桩,并可以手动、自动施工任意转换,自动化程度达到了世界领先水平。

[http://en.ccccltd.cn/cccltd/news/jcxw/jx/201701/t20170110\\_87277.html](http://en.ccccltd.cn/cccltd/news/jcxw/jx/201701/t20170110_87277.html)(2017-01-10)