

考虑动态因素的深基坑开挖反演分析及预测

冯俊福¹, 俞建霖², 杨学林³, 龚晓南²

(1.杭州市建筑设计研究院, 浙江 杭州 310001; 2.浙江大学 建工学院岩土所, 浙江 杭州 310027; 3.浙江省建筑设计研究院, 浙江 杭州 310006)

摘要:以弹性地基梁法为基础, 运用动态施工反演分析的思想, 即在常规的反分析过程中引入随步开挖和隧道支撑的动态施工因素, 反算反映基坑土体性态的 m 值, 以求仿真模拟深基坑工程实际施工情况, 进而为下一工况的变形预报提供可靠保证。最后通过一个工程实例的计算值与实测值对比分析, 验证了该法在基坑支护结构设计和施工过程中是合理可行性的。

关键词: m 法; 支护结构; 反分析

中图分类号: TU 473.2

文献标识码: A

Back analysis and prediction of deep pit foundation excavation considering dynamic factors

FENG Jun-fu¹, YU Jian-lin², YANG Xue-lin³, GONG Xiao-nan²

(1.Hangzhou Architectural Design & Research Institute, Hangzhou 310001, China; 2.Department of Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310027, China; 3.Zhejiang Architectural Design & Research Institute, Hangzhou 310006, China)

Abstract: Based on the elastic foundation beam method this paper presents the ideas of back analysis of m constructive process, i.e., a construction process of excavation and support in stage is introduced into the common back analysis, and providing reliable guarantee for predicting the deformations in succession construction stages. Grounded on the incremental measured datum between two arbitrary stages, such as the horizontal deformation of retaining structures, and by use of the back-analysis method of FEM and simplex optimization techniques, the elastic models of several layers of soils are calculated and back-analysed. Finally the method is proved to be feasible to calculate and to predict the displacements of retaining structures on the basis of a deep foundation pit engineering.

Key words: m -method; retaining structure; back-analysis

1 前言

随着城市建设的高速发展, 高层建筑越来越多, 同时为了满足各种功能的需要, 建造地下室也越来越多, 随之而来的便是深大基坑的开挖与支护问题, 尤其在软土地基中深基坑开挖支护工程的设计施工, 给岩土工程师提出了许多问题。建筑施工中基坑支护工程的倒塌事故时有发生, 造成事故发生的原因很多, 土体计算参数取值的困难是其主要原因之一, 如果计算参数取值不准确, 再完善的计算模型和计算理论也会得出不合理的计算结果。

由于弹性地基梁法在深基坑支护结构设计时简便实用, 被大多规程所推荐。大量工程实践和计算结果均表明, 土体 m 值对支护结构的内力和变形的影响很大^[1], 但是由于 m 值无法用室内试验方法

得到, 目前工程上往往凭经验取值, 而大多规程也只是给出了一个变化范围, 而且每个地区的土体性质又是千差万别的, 因而 m 值的选取具有很大的随意性和变异性。为了得到准确反映土体性态的 m 值, 本文运用考虑动态施工因素的位移反分析法对 m 值进行反演分析, 得出的 m 值不仅能反映开挖侧土体本身的性态, 而且也是整个支护结构体系某些未知因素的体现。通过位移反分析法来确定 m 值对在基坑工程中实现按变形控制设计就具有重要的现实意义, 这是因为, 一方面在实际工程中可以利用已完成工况的实测位移信息来反分析确定 m 值, 并以此来预测下一个工况的支护结构的位移, 实现动态优化设计; 另一方面可以通过地质条件等相近的大量工程的反分析来给出这类条件下土层的 m 值范围, 用以指导基坑工程的设计与实践。

2 计算原理和过程

反分析计算方法就是由工程施工中或竣工后实测到的现场工程资料, 利用选择的本构模型, 反过来计算原始的应力或力学参数。由于位移的测量既经济又方便, 而且能反映具体问题的实际情况, 所以近年来位移反分析技术在岩土工程中得到了广泛的应用。

2.1 弹性地基梁法

2.1.1 计算简图

弹性地基梁法就是取单位宽度的支护结构, 如把地下连续墙和支护排桩视为一竖置的弹性地基梁, 开挖面以上的土体卸除, 支撑简化为与截面积、弹性模量、计算长度等有关的二力杆弹簧, 见图 1。

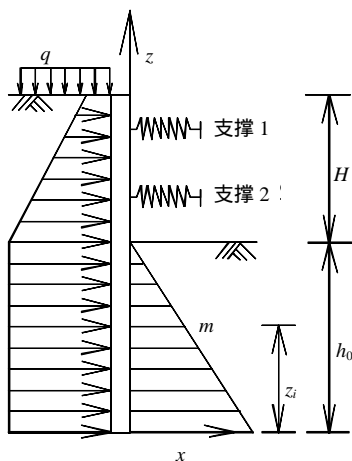


图 1 基坑支护结构计算的弹性地基梁模型

Fig 1. Elastic foundation beam model for calculating frame retaining structure of foundation pit

作用于弹性地基梁上的水土压力与土层分布以及地下水位有关。采用水土合算时, 按照朗肯土压力理论计算主动侧的水土压力。采用水土分算法时, 也是按照朗肯理论计算土体压力, 然后叠加水压力即得主动侧的水土压力。开挖面以下主动区土体压力采用矩形分布模式来计算, 被动区的土体压力则采用规程推荐的 m 法计算, 即

$$s = m(h_0 - z_i)x_i \quad (1)$$

式中 x_i 为计算点的水平位移; z_i 为计算点到支护结构底部的距离; m 为地基反力系数的比例系数。

2.1.2 支护结构的单元离散

对于支护结构一般采用弹性杆系有限元法, 把支护结构沿竖向划分为有限个梁单元, 为了计算简便, 支护结构的截面、荷载突变处、弹性地基梁基床系数变化段及支撑或锚杆的作用点处, 均做节点

处理。则开挖面以上各单元的挠曲微分方程^[2]可表示为

$$EI \frac{d^4 x_i}{dz_i^4} = e_a(z_i)b_s \quad (2)$$

式中 $h_0 \leq z_i \leq H + h_0$; EI 为支护结构的抗弯刚度; $e_a(z_i)$ 为开挖面以上第 i 个单元桩侧主动土压力强度分布函数, 采用朗肯土压力理论计算; b_s 为主动土压力的计算宽度, 排桩取桩中心距, 地下连续墙取单位宽度。

开挖面以下各单元的挠曲微分方程^[2]是:

$$EI \frac{d^4 x_i}{dz_i^4} = e_{ah0}b_s + m(h_0 - z_i)x_i b_0 \quad (3)$$

式中 $0 \leq z_i \leq h_0$; e_{ah0} 为开挖面以下支护结构矩形主动土压力强度分布函数; b_0 为支护结构计算宽度, 排桩方形按 $b_0 = 1.5b + 0.5$ (b 为桩截面边长), 圆形按 $b_0 = 0.9(1.5d + 0.5)$ 确定 (d 为桩截面直径), 确定的计算宽度不应大于排桩中心距, 地下连续墙取单位宽度。

2.2 考虑分步开挖的计算原理

对设有 n 道支撑的支护结构, 考虑先支撑后开挖的施工原则, 具体计算分析思路^[3]是:

(1) 首先挖土至第 1 道支撑底标高, 计算模型如图 2(a) 示。计算此时支护结构的内力及变形, 土压力、内力及变形的计算结果记为 p_1 , m_1 及 d_1 ;

(2) 第 1 道支撑施工并预加支撑力, 计算模型如图 2(b) 示。此时土压力增量为 0, 只需计算在预加轴力 N_{Y1} 作用下支护结构产生的内力及变形增量 Δm_1 , Δd_1 。此时有:

$$\left. \begin{aligned} m_2 &= m_1 + \Delta m_1 \\ d_2 &= d_1 + \Delta d_1 \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

(3) 挖土至第 2 道支撑底标高时, 计算模型如图 2(c) 示。计算此时的主动土压力, 并与上一工况的主动土压力相减得土压力增量 Δp_1 , 如图中均布箭头所示, 计算在 Δp_1 作用下支护结构的内力及变形增量 Δm_{s1} , Δd_{s1} ; 并计算支护结构在上一工况土压力作用下, 由于计算模型改变而产生的内力及变形增量 Δm_{p1} , Δd_{p1} ; 这样就得到该工况支护结构的内力及变形:

$$\left. \begin{aligned} m_3 &= m_2 + \Delta m_2 \\ d_3 &= d_2 + \Delta d_2 \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

式中 $\Delta m_2 = \Delta m_{p1} + \Delta m_{s1}$; $\Delta d_2 = \Delta d_{p1} + \Delta d_{s1}$ 。

Δm_{p1} , Δd_{p1} 可通过如下方法求得: 与图 2(a) 所示的计算模型相比, 由于第 1 道支撑与第 2 道支撑

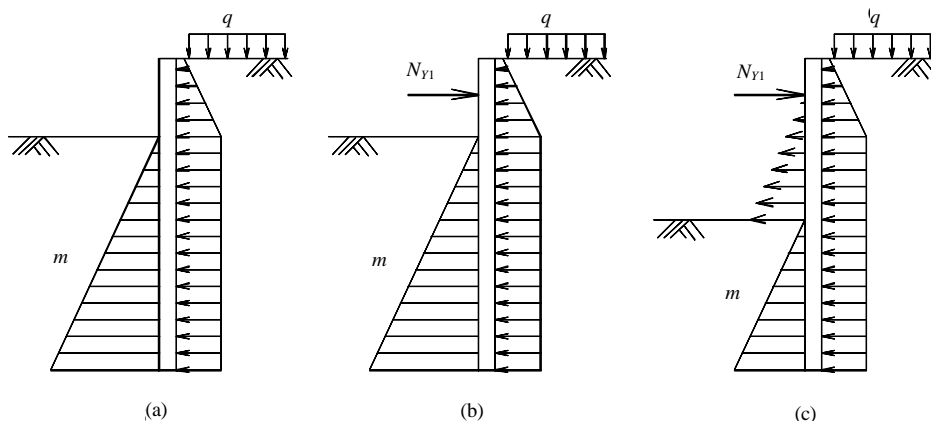


图2 基坑开挖全过程及计算模式

Fig. 2 Process and calculation models of deep foundation excavation

之间的土体被挖去, 这段范围施加于支护结构上的土体弹簧相应被取消, 将上一工况由被取消的被动区土体抗力, 以及由于本工况坑底土体水平基床系数减小而释放的部分被动区土体抗力, 反作用于支护结构上, 根据新的计算模型进行计算, 这样求得的支护结构内力及变形增量即为 Δm_{p1} , Δd_{p1} ;

(4) 依此类推, 可求得挖土至第 k 道支撑底标高时支护结构的内力及变形为

$$\left. \begin{aligned} m_{2k-1} &= m_{2k-2} + \Delta m_{2k-2} \\ d_{2k-1} &= d_{2k-2} + \Delta d_{2k-2} \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

式中 $\Delta m_{2k-2} = \Delta m_{p(k-1)} + \Delta m_{s(k-1)}$ 。

$$\Delta d_{2k-2} = \Delta d_{p(k-1)} + \Delta d_{s(k-1)} \quad (7)$$

各道支撑内力增量也分别与上一工况的支撑内力叠加, 可获得本工况的支撑内力大小;

(5) 挖土至基坑底时, 利用以上的分析方法, 得此时的内力及变形分别为

$$\left. \begin{aligned} m_{2n+1} &= m_{2n} + \Delta m_{2n} \\ d_{2n+1} &= d_{2n} + \Delta d_{2n} \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

式中 $\Delta m_{2n} = \Delta m_{pn} + \Delta m_{sn}$; $\Delta d_{2n} = \Delta d_{pn} + \Delta d_{sn}$ 。这样, 就完成了整个基坑开挖过程的内力及变形分析。

2.3 目标函数与 Simplex 优化方法

以现场量测的位移信息为基础, 选择适当的力学模型(本文采用的是弹性地基梁法)及相应的边界条件构成合适的目标函数, 使实测位移与计算位移尽量一致, 采用最优化方法来反推待求的土层计算参数(如本文弹性地基梁法中的 m 值)的方法即为位

移反分析方法。

2.3.1 目标函数

将基坑开挖分析方法和非线性优化方法相结合, 建立地基土 m 值的直接位移反分析方法, 通过不断修正给定初值, 使现场实测值和计算值的差异达到最小, 从而获得与实际情况相适应的能综合反映土体实际工作性状的 m 值。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, 故目标函数^[4]可写为

$$f = \sum_{i=1}^N (u_i - u_i^*)^2 \quad (9)$$

式中 u_i 为支护结构上测点 i 的水平位移计算值; u_i^* 为支护结构上测点 i 的水平位移实测值; N 为测点总数。

2.3.2 Simplex 优化方法

使式(9)的目标函数极小化的土层参数 $m_1, m_2, m_3, \dots, m_n$ 即为待求的参数:

$$\min f(m_1, m_2, m_3, \dots, m_n) \quad (10)$$

式(10)是一个无约束最优化问题, 对其进行求解的优化方法很多。由于 f 的导数无法直接求得, 因此采用无导数搜索法——加速单纯形法是合适的, 其基本方法是先给定一组参数初值, 按一定规则形成初始单纯形, 再通过步长搜索得到最优值, 收敛精度以搜索步长来控制, 具体的求解过程可参见文献[5]。

根据上述计算原理, 笔者编制了考虑基坑分步开挖和逐道设置支撑的动态设计的反演分析程序, 可以根据实测位移有效地反演基坑工程各土层的 m 优化值, 并预测下一工况支护结构的位移性状。

3 工程实例分析

某基坑工程^[6]开挖深度是 12.1 m, 基坑面积为 200 m×110 m, 属于深大基坑工程。支护结构采用 800 mm 厚, 深为 24 m 的地下连续墙加 3 道钢筋混凝土支撑。基坑开挖过程如下:

工况 1 开挖至 1.6 m;

工况 2 在 1.0 m 加第 1 道撑;

工况 3 开挖至 5.4 m;

工况 4 在 5.1 m 加第 2 道撑;

工况 5 开挖至 8.7 m;

工况 6 在 8.1 m 加第 3 道撑;

工况 7 开挖至坑底 12.1 m。

计算中假定地下水位为 0.5 m, 采用水土分算模式来计算支护结构的土体压力, 地面超载为 20 kN/m², 基坑开挖面以下主动区土体压力为矩形分布, 第 1~3 道钢筋混凝土支撑的刚度经有关数据计算后取为 50, 55, 60 MN/m²。整个地基土的分层情况和物理力学参数指标见表 1。

表 1 基坑工程土体物性参数
Table 1 Physical-mechanical parameters of the soils

土层编号	土层名称	厚度 /m	重度 γ /kN·m ⁻³	粘聚力 c /kPa	内摩擦角 φ /($^{\circ}$)
1	粉质粘土	3.8	18.7	16.0	12.20
2	淤泥质粉质粘土	5.5	17.8	7.0	19.2
3	淤泥质粘土	8.0	16.9	8.0	6.45
4	粘土	7.0	17.8	10.0	9.30
5	粉质粘土	>16.0	18.2	10.0	17.50

3.1 m 值的合理选取

实际上 m 值的选取受土层性质的影响, 大多有关规程都给出了 m 的变化区间, 即 m 值存在如下的约束条件:

$$m_{i,\min} \leq m_i \leq m_{i,\max}, (i=1, 2, 3, \dots, n) \quad (11)$$

式中 $m_{i,\min}$ 和 $m_{i,\max}$ 分别是土层参数 m_i 值的上下限值, 这样式(10)和式(11)就组成一个复杂的非线性规划问题。在本文的计算中均取 $m_{i,\min}=1\,000\text{ kN/m}^4$, $m_{i,\max}=6\,000\text{ kN/m}^4$, 当 m 值超过上下限值时则取相应的上下限值; n 为土层数。本文采用加速单纯形优化方法, 以搜索步长来控制收敛精度, 最终控制步长为 $\|t^k\| \leq 9.313\,226 \times 10^{-7}$ 。

3.2 m 值对支护结构位移的影响

m 值是弹性地基梁法中的主要参数, 其变化有

一定的区间, 土越软, m 值越小。图 3 是分别选取了 5 组不同的 m 值, 利用工况 3 的计算模式讨论了 m 值对支护结构位移的影响, 得出了如图所示的位移曲线。从图中曲线可以看出, m 值的大小对支护结构的位移有很大的影响, 位移随 m 值的增大而减小, 当 m 值较小时位移随 m 值的增大迅速减小, 但当 m 值较大时, 位移变化相对比较缓慢; m 值不只是仅对开挖面以下的支护结构有影响, 而是对整个支护结构都有很大的影响, 这是因为支护结构的位移由整体位移和自身变形两部分组成, 支护结构本身的刚度只影响到后者。因此, 在使用 m 法进行基坑支护结构设计计算时, 要选用合适的 m 值, 这样才可以比较准确地反映基坑土体的工作性态。

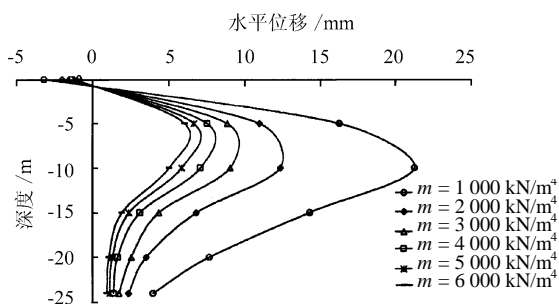


图 3 m 值对支护结构位移的影响

Fig. 3 Displacements based on diverse m -values

3.3 解的适定性

所谓解的适定性, 包括 3 个方面的内容: 即存在性、唯一性和稳定性。为讨论反演分析结果的适定性, 下面分几种情况以正分析得到的支护结构的位移来反分析土体的 m 值。表 2~5 是根据工况 3 的实测位移, 依据不同的土层分布情况反演分析得到的 m 优化值: 表 2 是依据表 1 中的分布情况反分析的结果; 表 3 和表 4 是分别依据表 1 中编号为 3 的土层 2 等分和 3 等分后的分布情况反分析的结果, 表 5 是依据将表 1 中的编号为 3 的土层 3 等分和编号为 4 的土层 2 等分后的分布情况反分析的结果。从表中的反演优化结果可以看出, m 的初值对反演优化值的影响不是很大, 但是随着反演参数个数的增多, 反演优化结果的适定性越来越差, 为此, 在进行反演分析时, 应尽量控制反演参数的个数, 土层较多时, 可采用按层厚加权平均的方法求得土层的计算参数, 这样才可以得到满意的结果。

表2 不同初值对3个反演参数优化值的影响

Table 2 The back-analysed optimization values of three parameters from diverse m-values

初值			优化值		
m_2	m_3	m_4	m_2	m_3	m_4
2 000	2 000	2 000	3 278	1 000	6 000
2 500	2 500	2 500	3 280	1 000	6 000
3 000	3 000	3 000	3 027	1 052	6 000
3 500	3 500	3 500	3 284	1 000	6 000
4 000	4 000	4 000	3 280	1 000	6 000
4 500	4 500	4 500	3 280	1 000	6 000
5 000	5 000	5 000	3 280	1 000	6 000

表3 不同初值对4个参数反演优化值的影响

Table 3 The back-analysed optimization values of four parameters from diverse m-values

初值				优化值			
m_2	m_3	m_4	m_5	m_2	m_3	m_4	m_5
2 000	2 000	2 000	2 000	3 027	1 032	1 085	6 000
2 500	2 500	2 500	2 500	3 027	1 028	1 142	6 000
3 000	3 000	3 000	3 000	3 022	1 028	1 142	6 000
3 500	3 500	3 500	3 500	3 022	1 094	1 000	6 000
4 500	4 500	4 500	4 500	3 279	1 005	1 000	6 000
5 000	5 000	5 000	5 000	3 027	1 026	1 107	6 000

表4 不同初值对5个参数反演优化值的影响

Table 4 The back-analysed optimization values of five parameters from diverse m-values

初值					优化值				
m_2	m_3	m_4	m_5	m_6	m_2	m_3	m_4	m_5	m_6
2 000	2 000	2 000	2 000	2 000	3 027	1 064	1 005	1 291	6 000
2 500	2 500	2 500	2 500	2 500	2 708	1 244	1 005	1 167	6 000
3 000	3 000	3 000	3 000	3 000	3 027	1 046	1 005	1 362	6 000
4 000	4 000	4 000	4 000	4 000	3 027	1 064	1 005	1 291	6 000
4 500	4 500	4 500	4 500	4 500	3 279	1 018	1 005	1 020	6 000
5 000	5 000	5 000	5 000	5 000	3 027	1 046	1 005	1 237	6 000

表5 不同初值对6个参数反演优化值的影响

Table 5 The back-analysed optimization values of six parameters from diverse m-values

初值						优化值					
m_2	m_3	m_4	m_5	m_6	m_7	m_2	m_3	m_4	m_5	m_6	m_7
2 000	2 000	2 000	2 000	2 000	2 000	3 027	1 064	1 005	1 291	6 000	6 000
2 500	2 500	2 500	2 500	2 500	2 500	2 707	1 251	1 005	1 167	5 995	6 000
3 000	3 000	3 000	3 000	3 000	3 000	3 022	1 066	1 005	1 362	6 000	6 000
3 500	3 500	3 500	3 500	3 500	3 500	3 000	1 099	1 005	1 206	6 000	6 000
4 000	4 000	4 000	4 000	4 000	4 000	3 027	1 066	1 005	1 291	6 000	6 000
4 500	4 500	4 500	4 500	4 500	4 500	3 027	1 066	1 005	1 291	6 000	6 000
5 000	5 000	5 000	5 000	5 000	5 000	3 027	1 047	1 005	1 229	6 000	6 000

3.4 反演结果及分析

图4是工况3和工况5的计算位移和实测位移的对比,从图中可以看出,运用反分析得到的 m 值可以非常精确地计算支护结构的位移,这说明经过

反演分析可以得到准确反映土体性态的 m 值。此外,运用工况3的位移反分析得到的 m 值可以较准确地预测下一工况的位移。图5是工况7的计算位移和实测位移的比较,从图中可以看出,利用工况5反演分析得到的 m 值不能很好地预测工况7的位移性态。综合比较图4和图5可以得出,随着支护结构位移的增大,利用上一工况反演的 m 值不能很好的预测下一工况的位移性态,经过折减后的 m 值可以很好地预测下一工况的位移性态,这是因为,支护结构的水平位移变化太大,支护结构体系已经不在弹性状态下工作,这也就是规程规定支护结构的水平位移超过一定值时 m 值需要折减的原因。图5中的位移曲线再次验证了图3得出的结论: m 值较小时相同的变形量,可以比 m 值较大时产生更大的水平位移。

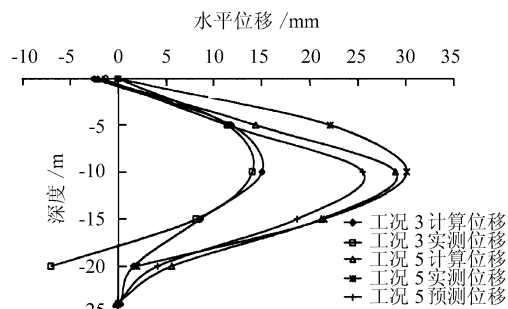


图4 计算位移与实测位移的比较

Fig. 4 Comparison of displacements calculated measured

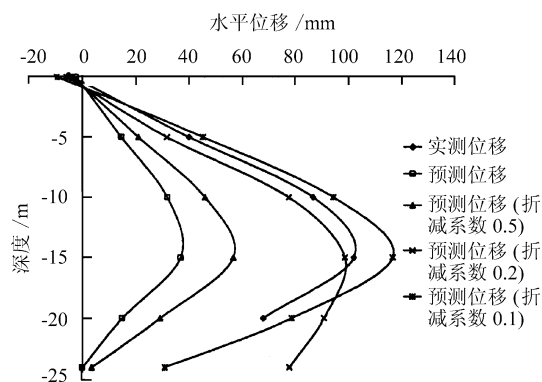


图5 工况7实测位移与预测位移的比较

Fig. 5 Comparison of measured displacements by calculated and for regime 7

4 结论

(1) 对地下连续墙这种大型复杂的结构和施工体系,采用反映基坑工程施工动态因素的位移反分析技术不仅是必需的,而且是可行的。在单纯形法

中考虑参数的变化区间将使位移反分析方法更加有效可靠。 m 值的大小对支护结构位移的影响很大, 初始值对反演优化值影响不大, 但随着反演参数个数的增多反演优化结果的适定性会越来越差。

(2) 采用本文的位移反分析法进行基坑工程中的位移预测, 在一定范围内可获得较满意的结果。本文利用弹性地基梁法建立的地基土 m 值的反分析法, 能较好地模拟基坑的实际施工情况, 从而求得真正反映地基土实际工作性态的 m 值, 在地质条件基本保持不变的情况下, 根据施工过程采用反演分析法可以预测不同施工断面或同一施工断面不同施工阶段的变形。

(3) 运用实测数据经过反分析求得的计算参数预测的支护结构位移和实测位移是一致的, 说明该方法在深基坑开挖预测方面是合理可行的。

参 考 文 献

- [1] 杨敏, 冯永全, 王瑞祥. 深基坑支护结构的力学分析及与实测结果的比较[J]. 建筑结构学报, 1999, 20(2): 68—78.
YANG Min, FENG Yong-quan, WANG Rui-xiang. Analysis of flexible retaining structure of deep excavation

上接第 454 页

造成锚索预应力损失; 三是各锚索张拉的时间不同, 也会造成先张拉的锚索发生较大的预应力损失。总之, 锚索抗滑桩的预应力损失, 反映了滑坡推力随着抗滑工程的完工而变化的过程, 这是必然的, 必须引起关注。

5 结 语

本文探讨了锚拉桩应用于三峡库区库岸滑坡治理工程中的关键问题。在水位变动带附近的锚拉桩由于滑坡推力的变化, 锚索预应力的确定应根据长期荷载来确定, 增加的滑坡推力由锚索与桩的协调变形来承担, 这样可减少锚索的总拉力。锚索预应力过大引起抗滑桩处于不利工作状态, 预应力锚索受到竖向附加荷载将恶化它的受力, 在三峡库区预应力锚索存在三种预应力损失。

参 考 文 献

- [1] 田景贵, 范草原. 预应力锚索抗滑桩的机理初步分析及设计[J]. 重庆交通学院学报, 1998, 17(4): 59—64.

- and its comparison with observed results[J]. *Journal of Building Structures*, 1999, 20(2): 68—78.
- [2] 王旭东, 黄力平, 阮永平等. 基坑工程中地基土水平抗力比例系数 m 值的反分析[J]. 南京建筑工程学院学报, 1998, (2): 48—54.
WANG Xu-dong, HUANG Li-ping, RUAN Yong-ping. Back-analysing m value of subgrade reaction in excavation[J]. *Journal of Nanjin Architectural and Civil Engineering Institute*, 1998, (2): 48—54.
- [3] 刘兴旺, 施祖元, 益德清等. 基坑支护结构全过程内力及变形分析[J]. 建筑结构学报, 1999, (5): 58—64.
LIU Xing-wang, SHI Zu-yuan, YI De-qing, et al. Moment and deformation analysis of retaining structure of foundation pit in whole process of construction[J]. *Journal of Building Structures*, 1999, (5): 58—64.
- [4] 龚晓南. 土工计算机分析[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2000. 282—312.
- [5] 汪树玉, 杨德铨, 刘国华等. 优化原理、方法与工程应用[M]. 杭州: 浙江大学出版社, 1991. 146—149.
- [6] 赵锡宏, 陈志明, 胡中雄等. 高层建筑深基坑围护工程实践与分析[M]. 上海: 同济大学出版社, 1996. 103—112.

- TIAN Jing-gui, FAN Cao-yuan. The principle and design of retaining piles with prestressing cables[J]. *Journal of Chongqing Jiaotong Institute*, 1998, 17(4): 59—64.
- [2] 刘小丽, 周德培, 杨涛. 预应力锚索抗滑桩设计中确定锚索预应力值的一种方法[J]. 工程地质学报, 2002, 10(3): 317—320.
LIU Xiao-li, ZHOU De-pei, YANG Tao. A method for computing the prestressing force of the anti-slide pile with prestressed cable[J]. *Journal of Engineering Geology*, 2002, 10(3): 317—320.
- [3] 苏爱军. 湖北省三峡库区滑坡防治地质勘察与治理工程技术规定[M]. 武汉: 中国地质出版社, 2003.
- [4] 刘小丽. 新型桩锚结构设计计算理论研究[博士学位论文 D]. 成都: 西南交通大学, 2002.
- [5] 铁道部第二勘测设计院. 抗滑桩设计与计算[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1983. 39—52.
- [6] 陈仲颐, 周景星, 王洪瑾. 土力学[M]. 北京: 清华大学出版社, 1992.