

DOI: 10.11779/CJGE202006006

应用于基坑围护结构变形计算的非线性土体弹簧模型及参数研究

王洪新^{1, 2}, 李雪强¹, 杨石飞³, 路家峰³

(1. 上海大学土木工程系, 上海 200444; 2. 上海城建市政工程(集团)有限公司, 上海 200065; 3. 上海勘察设计研究院(集团)有限公司, 上海 200093)

摘要: 目前基坑计算时, 被动区土体采用线弹性弹簧模拟有较大不合理之处。为使基坑变形计算更接近实际监测结果, 在计算时被动区应采用反映土体非线性变形特征的弹簧。建立了双曲函数土体弹簧模型, 通过现场监测数据反分析了 30 多个基坑的被动区土体非线性弹簧参数。针对一个典型工程, 通过原位测试方法获取了土体的非线性弹簧参数。依据反分析结果, 讨论了通过反分析获得参数与通过原位测试获得参数的相关关系。成果对引入非线性弹簧改进基坑算法有借鉴意义。

关键词: 非线性弹簧; 监测数据; 反分析; 原位测试; 变形

中图分类号: TU43 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000 - 4548(2020)06 - 1032 - 09

作者简介: 王洪新(1973—), 男, 博士, 高级工程师。主要从事基坑工程、盾构法隧道及土力学基本理论方面的研究工作。E-mail: tjwanghongxin@163.com。

Nonlinear soil spring model and parameters for calculating deformation of enclosure structure of foundation pits

WANG Hong-xin^{1, 2}, LI Xue-qiang¹, YANG Shi-fei³, LU Jia-feng³

(1. Civil Engineering Shanghai University, Shanghai 200444, China; 2. Shanghai Urban Construction Municipal Engineering Co., Ltd., Shanghai 200065, China; 3. SGIDI Engineering Consulting (Group) Co., Ltd., Shanghai 200093, China)

Abstract: At present, when calculating deformation of foundation pits, it is unreasonable to use linear elastic spring to simulate the soil in the passive area. In order to make the calculation of foundation pit deformation closer to the actual monitoring results, the spring reflecting the non-linear deformation characteristics of soil should be used to simulate the soil in the passive zone during the calculation. In this study, a hyperbolic function soil spring model is established, and the parameters of non-linear spring in the passive zone of more than 30 foundation pits are analyzed based on the monitoring data. For a typical project, the parameters of the non-linear spring are obtained by the in-situ testing method. Based on the back analysis results, the correlation between the parameters obtained by back analysis and those obtained by in-situ testing is discussed. The results of this study can be used for reference when introducing non-linear elastic spring to improve the algorithm of foundation pits.

Key words: nonlinear spring; monitoring data; back analysis; in-situ testing; deformation

0 引言

近年来, 伴随地下空间的快速开发, 基坑工程事故呈频发态势。基坑失稳前往往表现出围护变形的快速发展, 成为破坏的典型前兆之一。显然, 如果能够较准确地预测基坑变形的发展趋势, 区分出异常变形, 对基坑事故预警有重要意义。但实际上, 即使针对正常变形的基坑, 算得的变形与实际监测结果也有较大差异。基坑围护结构的变形计算方法一直是岩土领域关注和研究的热点问题之一。

目前, 基坑围护结构的变形计算方法主要有^[1]古典方法(如等值梁法、塑性铰法)、解析方法(如山肩

邦男法)、把土体作为实体单元的二维或三维有限元法以及杆系有限元法。相比于其它方法, 杆系有限元法有模型简单、荷载明确、所需计算参数少且便于利用工程经验等诸多优点^[2]被广泛地应用于实际基坑工程设计中。在国内各类规范^[3]中, 杆系有限元法的被动区土体均被假设为线弹性弹簧——文克勒地基弹簧。实际上, 几乎所有土工试验都发现, 土体在应力变化时的应变发展表现出明显的非线性特征, 弹性段非常短; 对大多数基坑围护, 在基坑底部附近, 围护墙的

位移都超出弹性范围。但是, 土体的应力与变形关系的非线性特征在基坑工程变形分析中并没有得到反映。实际上, 基坑规范推荐的用于计算的土体基床系数都属于等效弹簧, 上海等地方规范^[4]给出的建议值范围往往非常大(表1)。在计算时往往依据自己的经验选取基床系数值, 导致不同工程师针对同一设计得到差异很大的计算结果。另外, 由于假定弹簧为线性的, 使得在围护墙底的小应变区土体的刚度被取得明显偏低, 导致应用杆系有限元法经常算出在实际监测中没有出现的异常“踢脚”变形。因此, 有必要在基坑的杆系计算模型中引入非线性土弹簧, 以得到更接近现场监测结果的变形, 使围护结构的受力计算和配筋更加合理。

表1 水平向基床系数 k_H 的规范建议值Table 1 Standard recommended values of horizontal subgrade coefficient k_H

地基土分类	$k_H/(10^3 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3})$
流塑的黏性土	3.0~15
软塑的黏性土、松散的粉砂性土和砂土	15~30
可塑的黏性土、稍密—中密的粉性土和砂土	3.0~15
坚硬的黏性土、密实的粉性土、砂土	15以上
水泥土搅拌桩	水泥参量<8%
加固, 置换率 >25%	10~15
	水泥参量>13%
	20~25

在土工计算中, 被引入最多的土体非线性计算模型是双曲线模型, 最有名当属邓肯-张土体本构模型^[5]。学者们对双曲线模型热衷的原因是该模型参数简单, 两个参数均有物理意义; 其中的极限承载力还能够与土力学中广泛发展的极限状态法联系在一起, 使双曲线模型更易于被推广应用。杨光华等^[6]在地基沉降计算中采用基于压板试验的土体双曲线模型计算了用于沉降计算的变形模量。在桩在受水平方向力作用下的变形计算中, 土弹簧的双曲模型也被广泛应用。但是, 基坑变形中, 土体双曲线非线性弹簧一直没有被真正应用, 主要原因是非线性弹簧的参数测定存在较大困难。

为了测定基坑计算时被动区土体的双曲函数参数, 最容易被想到的就是能够反映应力-变形关系的原位测试试验, 如扁铲侧胀试验、旁压试验和压板试验。但这些的测定方法都与基坑的实际受力情况有明显差异, 且存在较大的尺寸效应。如果直接把基于试验结果得到非线性双曲线弹簧模型直接应用于基坑变形计算显然是不恰当的。当然, 也可以基于基坑监测变形通过反分析得到双曲线模型参数。如果在一个地区基坑实例足够多, 就可以建立基于原位测试得到的参数与基坑反分析得到的参数的相关关系。由此, 就可以基于原位测试得到可用于基坑计算的被动区土体

双曲线模型了。

本文就是基于上述思路开展研究的。最终, 给出了针对上海地区基坑变形计算的非线性土体弹簧的建议参数指标。这一指标对在基坑变形分析中引入有依据的非线性弹簧有重要意义。

1 基坑被动区土体弹簧模型

1.1 基坑增量法杆系有限元计算模型

在基坑开挖过程中, 一般需要设置多道支撑来维持基坑的稳定。挖土时需要分层分段进行, 在挖到设定深度时应及时架设支撑, 之后, 再继续开挖直至完成。在这一过程中, 支撑体系和水土荷载不断发生着变化, 每一步的计算模型都在改变。为了反映施工过程对变形计算的影响, 杨光华^[7]提出了考虑施工过程的基坑支护结构的增量计算法, 其计算模式如图1所示。坑内土体用线性弹簧来模拟, 弹簧数量根据开挖量来对应删减。删减弹簧会导致已发生变形土体抗力的消失, 所以, 后一次计算时的计算模型需要将前一次开挖掉的土体抗力反向加在围护结构的对应位置, 形成反向作用荷载 f ; 同时, 还需要根据当前开挖步施加主动区土压力的增量。变形和内力求解采用杆系有限元的方法。这一模型在基坑计算中被广泛应用, 在基坑计算中发挥了巨大的作用。其计算结果被作为围护配筋设计和支持选型的主要依据。

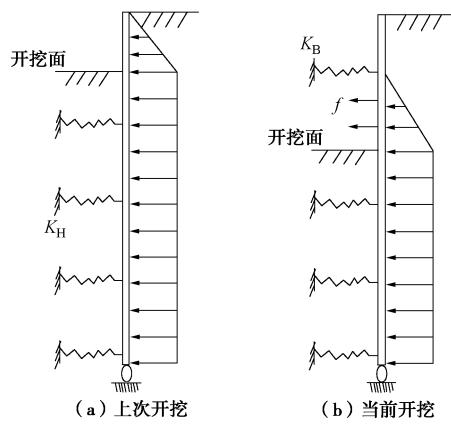


图1 增量法杆系计算模型

Fig. 1 Computational model for incremental method

1.2 文克勒线性弹簧及其缺陷

把土体假设为线弹性弹簧是文克勒(Winkler)提出的。该模型是最简单的土体本构模型, 其把结构与土体间的接触关系假定为各自独立的弹簧, 弹簧所受的压力强度 p 与该点的变形量 s 成正比, 其比例系数 k 被称为基床系数, 基床系数则可以认为是由地基土所组成的互相独立的弹簧系统的弹簧刚度。文克勒模型首先被应用于弹性地基梁分析, 进一步被引入到基坑的变形计算模型。根据上海市基坑工程技术规范^[4],

在基坑开挖面以下，水平向弹簧支座的压缩弹簧刚度为 K_H ，

$$K_H = k_H b h \quad , \quad (1)$$

式中， K_H 为土体水平向压缩弹簧刚度 (kN/m)， k_H 为地基土的水平向基床系数 (kN/m^3)， b, h 为土弹簧的水平向和垂直向计算间距 (m)。

水平向基床系数的建议值见表 1。从表 1 可以看出，水平向基床系数的建议值范围较大，范围的上限值为下限值的 2~5 倍。

从直觉来看，土弹簧的线性模型有明显不合理之处。但是，由于只有一个参数，在有经验可循时，该模型的优势非常明显：一个有经验的工程师往往能根据以往经验确定被动区土体的经验基床系数，计算得到大致与工程实际接近的变形值。但过大的建议值范围使不同工程师的计算结果很难一致；另外，该模型在土体处于小应变状态时是非常不合理的，因此，往往算出异常的墙体“踢脚”变形。

1.3 土体双曲非线性弹簧及等效基床系数

为考虑土体刚度随变形发展不断弱化的非线性特征，可考虑引入两个参数的非线性模型。考虑到被动区土体先处于刚度较大的小应变状态；随着变形的发展，土体刚度不断降低，在达到被动土压力时，土体刚度会变得很小。这一过程与邓肯-张本构模型有极大的相似度，本文把两者关联起来，运用邓肯-张模型的基本思想对非线性弹簧模型进行理论分析。假定基坑被动区土体的非线性弹簧满足双曲线函数关系：

$$p = \frac{s}{a + bs} \quad , \quad (2)$$

式中， s 为围护结构水平位移， p 为对应位置处的土压力强度， a, b 为与土层性质有关的参数。

当 $s \rightarrow 0$ 时，可由式(2)得到初始切线刚度 k_0 ， $k_0 = 1/a$ ；当 $s \rightarrow \infty$ 时，极限土压力 $p_{ult} = 1/b$ 。具体见图 2。

在进行基坑变形计算时，针对不同变形，取图 2 中的割线刚度更符合土体的力学性质。该刚度即为土体基床系数，只是该基床系数不是常量，是变形的非线性函数。针对具体基坑监测数据进行反分析，可以得到不同变形时土体基床系数。从后面的应用实例可以看出通过反分析得到的刚度与土体变形间的非线性关系很接近双曲线模型。通过反分析方法还可以得到双曲线模型的两个经验参数。要利用反分析结果取得土体双曲线模型参数，需要用到下面给出的等效基床系数概念。

传统的基床系数为

$$k = \frac{p}{s} \quad . \quad (3)$$

如果采用图 2 所示的双曲函数关系，可以得到不

同变形时的等效刚度（其物理意义见图 2）：

$$k = \frac{p}{s} = \frac{1}{a + bs} \quad . \quad (4)$$

从式 (4) 可知，基床系数不是线性的，是位移的非线性函数。当 $s \rightarrow 0$ 时，可得初始切线刚度 $k_0 = 1/a$ ；当 $s \rightarrow \infty$ 时， $k \rightarrow 0$ 。随着变形发展，土体刚度在不断衰减。而采用两个参数 a, b 就可以反映出这一非线性特征。下面将基于这一个思路，通过反分析得到土体的非线性参数。

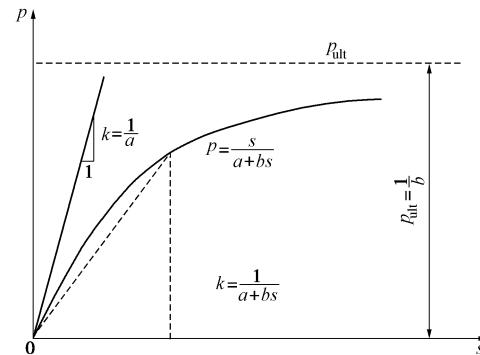


图 2 非线性弹簧 $p - s$ 关系图

Fig. 2 $p-s$ relation of non-linear spring

2 应用反分析方法获取双曲线模型参数的方法

如果在基坑的变形计算中引入非线性弹簧，就需要确定参数 a, b ，具体值可基于监测数据通过反分析获得。路家峰^[8]提出了一个重要的反分析方法，下面简述一下具体的处理思路。

通常，在基坑的杆系有限元计算时，先设定被动区弹簧的刚度，然后将其冲入到总刚度矩阵中去，并结合围护上的水土荷载、边界条件来计算围护结构的位移和内力。相反地，若已知结构的位移、水土荷载和边界条件，也可以逆向求解坑内土弹簧的刚度。这样便求得了 k, s 的点坐标关系。

考虑到实际工程中桩侧土分层较多，并且需要获取沿桩深度方向土的水平向基床系数值，在弹性地基杆系有限单元法理论基础上使用了 Matlab 工具对弹簧刚度进行了反向推求。根据有限元计算的基本方程：

$$[F] = [K][D] \quad , \quad (5)$$

式中， $[F]$ 为围护结构外荷载， $[K]$ 为总刚度矩阵， $[D]$ 为围护结构的位移。在反向推求时，水土压力已知，并由基坑监测数据求得计算点处的位移。其中，总刚度矩阵包含了围护结构刚度矩阵 k_e (已知) 和被动区土弹簧刚度矩阵 k_s (待求)，具体为

$$[K] = [k_e] + [k_s] \quad . \quad (6)$$

反分析流程如图 3 所示。应用该方法求得 k_s 后，

就可建立被动区土弹簧刚度与围护结构水平变形的关系; 通过最小二乘法拟合, 就可以求得基于基坑变形监测数据的经验 a , b 值了。

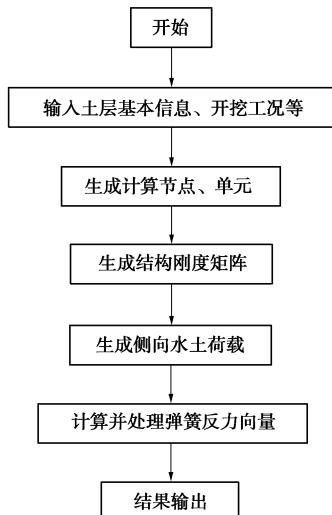


图 3 反分析流程图

Fig. 3 Flow chart of back analysis

3 运用原位测试方法获取双曲线参数

还有一个获取 a , b 值的思路, 就是通过可以测得应力 - 变形关系的原位测试方法计算。其中, 扁铲侧胀试验、旁压试验和螺旋板试验都是可供选择的原位测试方法。3 个试验的测试工况都与基坑情况有较大差异: 扁铲侧胀试验是通过一个可以水平向变形的圆形薄膜施加作用的; 旁压试验是轴对称膨胀受力; 螺旋板试验采用圆形压板, 且是竖向施加荷载。这些试验要么加载方向与基坑受力情况不符, 要么加荷方式不是平面应变状态。而且, 加荷面积都尺寸较小, 与基坑的工况差异较大。可以想象, 通过试验测得的 a , b 值不能直接用于基坑的变形计算。但如果基于同一工程, 既通过反分析获取了经验 a , b 值, 又通过试验获取了基于原位测试试验的 a , b 值(下文记为 a' , b' , 以示与基于监测反分析取得 a , b 值的区别), 就可以得到两者之间的转换系数了。

3.1 旁压试验

旁压试验是地质勘察中常用的一种原位测试方法, 其成果可用于确定土的水平基床反力系数。它的工作原理是向圆柱形旁压器内逐级充气加压, 使得旁压膜侧向膨胀扩张, 由膜片将压力传递给周围土体, 使土体发生变形直到破坏, 进而得到压力增量与体积增量之间的关系。如图 4 所示, 典型的旁压曲线一般可以分为 3 个阶段:

(1) 初始阶段 ($0-P_0$ 段), 反映了受扰动土的压缩。

(2) 拟弹性阶段 (P_0-P_f 段), 旁压器的压力与

体积变化近似成正比关系。

(3) 塑性阶段 (P_f-P_1 段), 压力与体积呈现非线性关系, 随着压力增大, 体积增加急剧, 最终破坏。

但是, 由图 4 得到的斜率($\Delta P/\Delta V$)并不是基床系数, 与图 2 中的等效基床系数概念相异。上海市岩土工程勘察规范^[9]规定旁压试验的基床系数 K_m :

$$K_m = \frac{\Delta P}{\Delta R} , \quad (7)$$

式中, ΔP 为临塑压力与初始压力之差, $\Delta P=P_f-P_0$, ΔR 为临塑压力与初始压力对应径向位移之差, $\Delta R=R_f-R_0$ 。

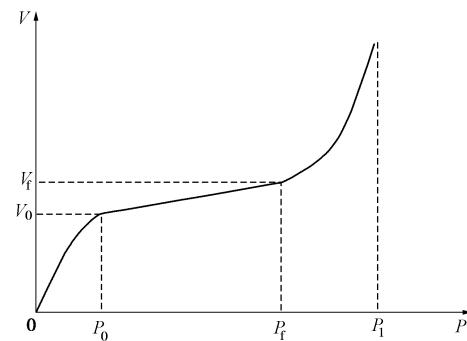


图 4 典型的旁压曲线

Fig. 4 Typical curve of pressuremeter tests

由式 (7) 可见, 基床系数应该是由压力增量与半径增量的关系求得, 计算时需将试验测得的压力与体积增量的关系转换为压力与半径增量的关系。式 (7) 为弹性阶段求得的基床系数, 为了描述非线性基床系数的变化全过程, ΔP , ΔR 应当是对于旁压曲线发展全过程而言的。旁压试验得到的体积增量 ΔV , 可以根据旁压器的高度 h 和原始体积 V_C 换算成半径增量 ΔR 。在绘制 $\Delta P-\Delta R$ 关系图时, 需将坐标原点移动到弹性阶段开始点 P_0 处。通过对数据的整理发现, ΔP , ΔR 呈现出较强的双曲线关系, 即满足式 (2), 具体可见图 7。旁压试验的 a' , b' 值可以选用式 (2) 的函数进行双曲线拟合计算。

3.2 扁铲侧胀试验

扁铲试验可以用来评价土的类型、塑性状态及估算地基土的水平基床系数。其工作原理是用静力或者锤击力将一扁平形探头贯入土中, 分别测出膜片中心侧向膨胀 0.05 mm 和 1.10 mm 位移时的气压值, 以此得出土层压力与变形的关系。扁铲侧胀试验能够高效地测得侧向基床系数, 并能近似连续反映基床系数随深度的变化规律。但是扁铲试验也是有缺陷的, 其最大水平位移仅为 1.1 mm, 所以无法估测其极限压力值, 也就无法得到 b' 值。由于扁铲侧胀试验为小应变试验, 所以可以近似地认为侧向基床系数试验值 K_{h0} 就是土体的初始刚度 ($1/a'$)。侧向基床系数试验值的计算如下式^[10]:

$$K_{h0} = \frac{3\Delta P}{2s(0)} , \quad (8)$$

式中, $s(0)$ 为扁铲探头膜片中心点的位移量, 大小取为 1.1 mm, ΔP 为位移 1.1 mm 时的土体压强增量。

3.3 螺旋板试验

螺旋板试验是将一螺旋形承压板通过人力或者机械旋入地下的特定深度, 通过传力杆对承压板施加垂直荷载, 在此过程中记录 $p - s$ 的关系的试验。螺旋板试验可以用来评价土层的垂直向基床系数, 典型的 $p - s$ 曲线关系如图 5 所示, 该曲线非常接近双曲线函数关系。将试验记录得到的 $p - s$ 对应值代入式 (2) 并进行双曲线拟合操作就可以求出双曲线参数。下文通过具体工程实例来说明上述思想的应用。

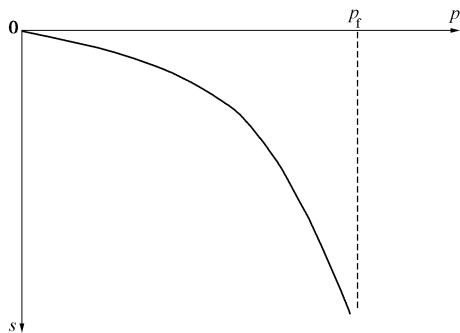


图 5 典型的螺旋板曲线

Fig. 5 Typical curve of screw plate load tests

4 典型工程实例

4.1 工程概况

上海田林路下穿中环路地道分下穿中环线暗埋段、工作井和工作井外的地道暗埋段、敞开段 3 种形式。基坑的最大宽度约 20.0 m, 最大挖深约 17.1 m。中环线以西区域, 工作井围护采用 800 mm 厚地墙, 暗埋段围护采用 600 mm 厚地墙, 敞开段采用 $\phi 850$ 和 $\phi 650$ SMW 工法桩; 中环线以东区域, 接收井围护采用 800 mm 厚地墙, 与接收井连接的部分暗埋段采用 600 mm 厚地墙, 其余的暗埋段受高压走廊净空的影响, 采用 $\phi 800@1000$ 钻孔桩及 $\phi 900@1100$ 钻孔桩; 其余明挖段则采用 $\phi 850$ 和 $\phi 650$ SMW 工法桩。开挖最深处的工作井设置 4 道支撑, 第一、二道为混凝土撑, 三、四道为钢支撑; 其余暗埋段和敞开段按开挖深度不同设置 1~3 道支撑。该地段地基土的构成见表 2, 表中的抗剪强度指标值采用的是固结快剪峰值。在该工地现场, 有针对性地进行了扁铲侧胀试验、旁压试验和螺旋板试验等原位测试。下面分别给出测试和数据分析结果以及基于变形监测数据的反分析结果。

4.2 原位测试及结果分析

原位测试地点位于田林路地道工程东侧敞开段, 如图 6 中的方形区域。本次原位测试共进行了旁压、

扁铲、螺旋板 3 种不同类型的试验, 其中, 旁压孔 2 个 (PY1、PY2), 扁铲孔 2 个 (B1、B2), 螺旋板孔 1 个 (D1)。

表 2 地基土的构成与特征

Table 2 Composition and characteristics of foundation soil

层序	名称	层厚 /m	湿重度 $\rho/(kN \cdot m^3)$	黏聚力 c/kPa	摩擦角 $\phi/(^\circ)$
②	粉质黏土	0.7~2.2	18.5	19.0	19.0
③	淤泥质粉质黏土	4.80~7.30	17.6	12.0	18.0
④	淤泥质黏土	6.20~7.60	16.8	11.0	11.5
⑤ ₁₋₁	粉质黏土	5.30~8.10	17.9	14.0	19.0
⑤ ₁₋₂	粉质黏土	3.5~11.80	18.0	15.0	19.0
⑤ ₂	砂质粉土	2.3~13.70	18.5	5.0	31.5

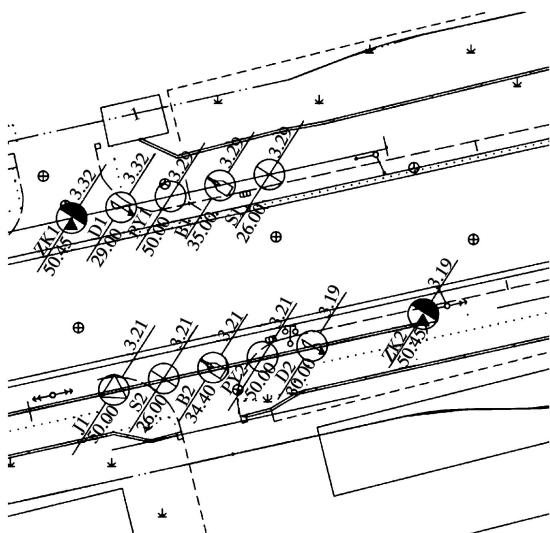
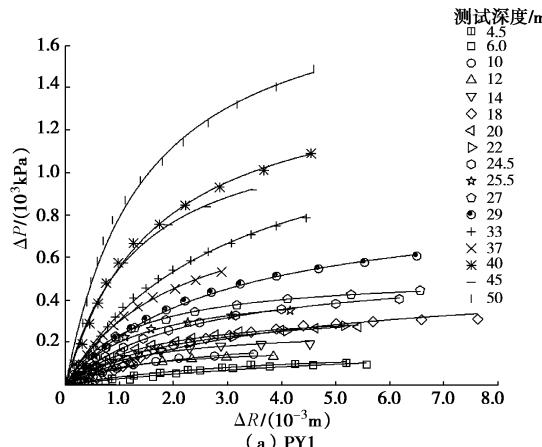


图 6 原位测试位置

Fig. 6 Location of in-situ tests

(1) 旁压试验: 旁压试验为预钻法试验, 本次试验采用法国梅纳 G 型旁压仪, 测量箱压力为 0~10 MPa, 探头总长 650 cm, 旁压器试腔高度为 21 cm, 外径为 70 mm。

试验时, 沿深度方向约每隔 2 m 左右设置一个试验点。按照旁压测试获取双曲函数参数的方法, 对数据进行处理, 得到的双曲函数拟合结果见图 7 与表 3。



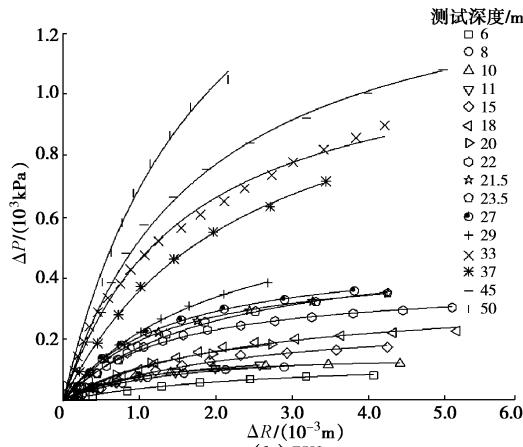


图 7 旁压拟合图

Fig. 7 Fitting chart of pressuremeter tests

表 3 旁压参数

Table 3 Parameters of pressuremeter tests

层序	孔号	深度/m	$a'/(10^{-6}m^3\cdot kN^{-1})$	$b'/(10^{-3}kPa^{-1})$
③	PY1	4.5	21.500	5.09
		6.0	31.200	4.09
	PY2	6.0	18.800	7.15
		8.0	8.940	5.84
④	PY1	10.0	8.960	4.09
		12.0	6.750	5.47
		14.0	5.060	3.77
	PY2	10.0	6.290	6.67
		11.0	7.400	5.77
		15.0	8.580	3.55
⑤ ₁₋₁	PY1	18.0	7.910	1.94
		20.0	4.320	2.76
		22.0	5.420	2.62
	PY2	18.0	6.650	2.90
		20.0	5.950	3.31
		22.0	3.520	2.58
⑤ ₁₋₂	PY1	24.5	4.200	1.76
		25.5	2.840	2.13
		27.0	2.330	1.91
		29.0	3.240	1.13
	PY2	24.5	2.950	2.17
		25.5	3.830	1.93
		27.0	2.760	2.05
		29.0	3.020	1.45
⑤ ₂	PY1	33.0	2.230	0.75
		37.0	2.240	1.09
	PY2	33.0	1.330	0.843
		37.0	1.960	0.835
	PY1	40.0	1.120	0.67
		45.0	1.030	0.79
		50.0	0.744	0.52
	PY2	45.0	1.230	0.682
		50.0	0.948	0.493

对 a' , b' 值分别取倒数得到不同深度处初始刚度与极限压力的大小, 整理初始刚度与极限压力与深度的关系, 如图 8, 9 所示。由图 8, 9 可知: 非线性弹簧的初始刚度 k_0 与深度 H 有关, 随着埋深的增加, k_0 也逐渐增加, 且增长趋势越来越快; 极限压力 $P_{\text{压}}$ 也与深

度 H 有关，随着深度的增加而增加，并且增长趋势逐渐变快。对每一层土进行统计分析，③、④、⑤₁、⑤₂ 层土的初始刚度分别为 60953, 144727, 269035, 804045 kN/m³。极限压力分别为 188, 216, 492, 1423 kPa。

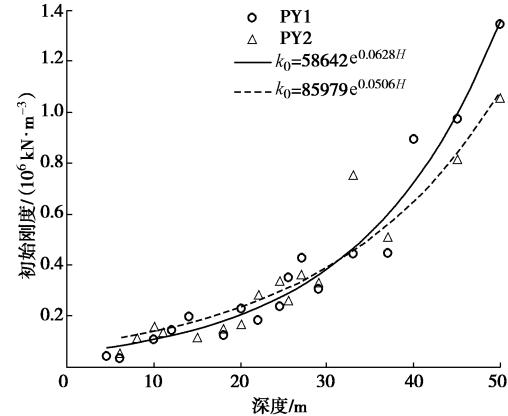


图 8 初始刚度与深度关系

Fig. 8 Relationship between initial stiffness and depth

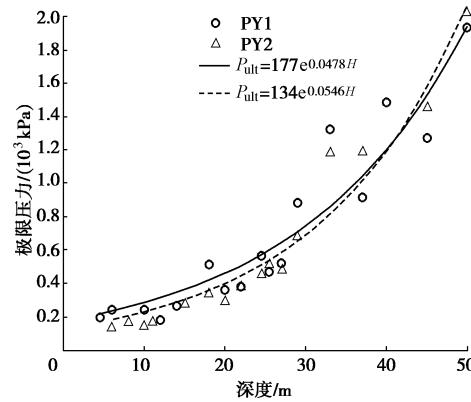


图9 极限压力与深度关系

Fig. 9 Relationship between limit pressure and depth

(2) 扁铲试验：扁铲试验采用长 230 mm、宽 95 mm、厚 15 mm 的铲形探头（探头编号 1735），扁铲侧胀仪型号为 DMT-W1。

试验时, 沿深度方向每隔 0.2 m 取一个测试点。从图 10 中可以看出, 在 0~20 m 深度内, 扁铲的初始刚度值随深度而呈现出缓慢增长的趋势, 其值由 $5 \times 10^4 \text{ kN/m}^3$ 发展到 $1 \times 10^5 \text{ kN/m}^3$ 上下; 在 20 m 往后, 同一深度处的初始刚度值变化剧烈, 较为离散。

(3) 螺旋板试验：螺旋板试验采用沉降相对稳定法（慢速法）的试验方法，螺旋板头直径为 160 mm，投影面积为 200 cm^2 ，钢板厚度 5 mm，螺距 40 mm。计量器具采用百分表（量程 50 mm）。对试验数据进行处理，结果如图 11~13 所示。

从图 12, 13 中可以看出, 初始刚度与极限压力均随着深度增加而增加。通过对 3 种不同的原位试验的

总结分析发现, 总体上来说, 非线性弹簧模型的初始刚度均随深度增加, 极限压力的大小变化也是如此。在0~20 m深度范围内, 各原位试验的初始刚度变化大致范围为: 旁压试验 $1\times 10^5\sim 2\times 10^5\text{ kN/m}^3$; 扁铲侧胀试验 $5\times 10^4\sim 1\times 10^5\text{ kN/m}^3$; 螺旋板试验 $2\times 10^3\sim 6\times 10^3\text{ kN/m}^3$ 。极限压力变化范围为旁压试验200~400 kPa; 螺旋板试验200~500 kPa。

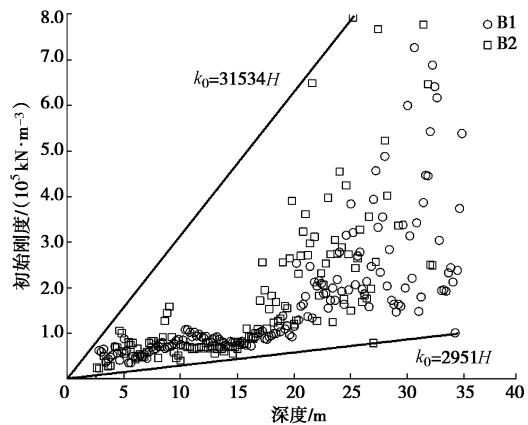


图 10 初始刚度与深度关系

Fig. 10 Relationship between initial stiffness and depth

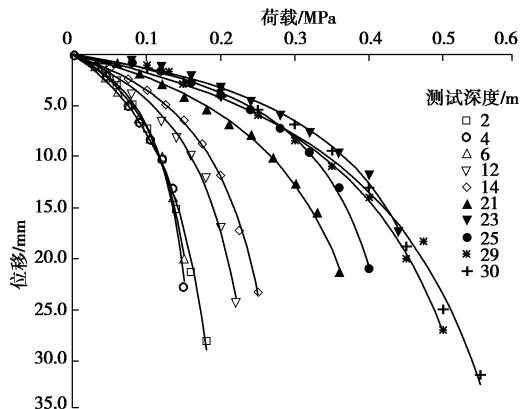


图 11 螺旋板拟合图

Fig. 11 Fitting chart of screw plate load tests

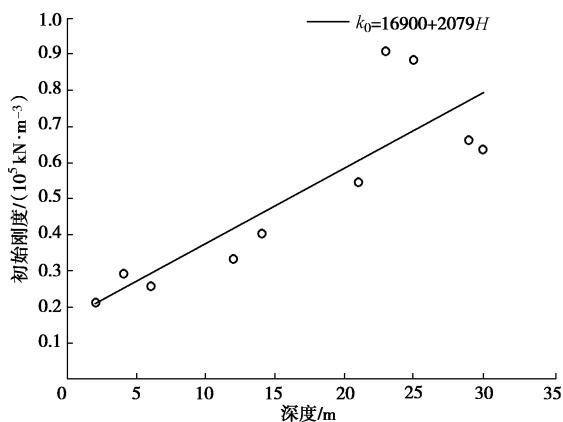


图 12 初始刚度与深度关系

Fig. 12 Relationship between initial stiffness and depth

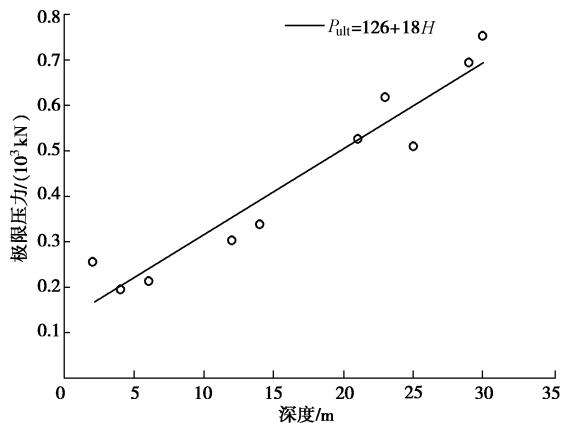


图 13 极限压力与深度关系

Fig. 13 Relationship between limit pressure and depth

4.3 基坑变形数据的反分析结果

在该基坑的施工过程中, 进行了详细的监测。根据基坑的变形监测数据, 通过编制杆系有限元程序对所有测斜点的所有开挖工况进行了反分析计算, 得到了沿桩身计算节点处的弹簧 $k-s$ 关系, 并按照土层对其进行拟合、整理归纳, 如图 14 所示。可以看出, ③层土的双曲关系并不明显, 主要是因为③层土只有少部分位于支撑计算点以下, 数据点不够丰富。④、⑤₁层土刚度与变形之间满足较强的双曲线关系。在变形很微小时, 刚度很大, 随着变形的增大, 刚度急剧减小; 变形增加到 1 cm 左右时, 刚度变化开始变得平缓。通过对双曲线的拟合, 求得了田林路工程中④层土的 a , b 值分别为 $a=2.8214\times 10^{-6}$, $b=1.135\times 10^{-2}$; ⑤₁层土的 a , b 值分别为 $a=1.17596\times 10^{-6}$, $b=6.49\times 10^{-3}$ 。

为了验证反分析结果, 获得上海地区软土基坑非线性弹簧的一般性规律, 对上海地区总共大约 30 个基坑工程(含田林路)也开展了反分析工作, 反分析数据也表示在图 14 中。总的说来, 取得的海量数据在图中呈带状分布, 总体上确实符合双曲函数关系。图 14 是基于反分析获得的刚度与位移关系的散点图, 图中靠近上、下边缘处的红色线为上、下包络线, 包络线的函数形式与式(4)相同。因为图 14 中的内外侧点对上、下包络线的函数参数 a , b 值影响较大, 在获取包络时, 忽略了部分偏离密集区的较为离散的点。经过多次试算, 得到了④层土的上下包络线对应的 a 值分别为 1.54×10^{-5} , 1.29×10^{-5} ; b 值分别为 0.00301, 0.0166。⑤₁层土的上下包络线对应的 a 值分别为 4.766×10^{-6} , 5.46×10^{-6} ; b 值分别为 0.00298, 0.0128。此时包络线包含了大部分点比较密集的区域, 该区域即为不同位移下的刚度范围的总和, 其形状受到 a , b 值的共同影响, 式(4)更能直接地说明这个结果。田林路 $k-s$ 拟合线穿插其中。表 1 给出的同样土层的基

表4 非线性弹簧参数

Table 4 Parameters of nonlinear springs

参数	④层土				⑤ ₁ 层土			
	a'	a	b'	b	a'	a	b'	b
扁铲 1	1.18×10^{-5}	2.82×10^{-6}		1.14×10^{-2}	7.42×10^{-6}	1.18×10^{-6}		6.49×10^{-3}
扁铲 2	1.51×10^{-5}	2.82×10^{-6}		1.14×10^{-2}	5.17×10^{-6}	1.18×10^{-6}		6.49×10^{-3}
旁压 1	6.92×10^{-6}	2.82×10^{-6}	4.44×10^{-3}	1.14×10^{-2}	4.32×10^{-6}	1.18×10^{-6}	2.03×10^{-3}	6.49×10^{-3}
旁压 2	7.42×10^{-6}	2.82×10^{-6}	5.33×10^{-3}	1.14×10^{-2}	4.10×10^{-6}	1.18×10^{-6}	2.34×10^{-3}	6.49×10^{-3}
螺旋板	2.73×10^{-5}	2.82×10^{-6}	3.12×10^{-3}	1.14×10^{-2}	1.36×10^{-5}	1.18×10^{-6}	1.83×10^{-3}	6.49×10^{-3}

注: a , a' 的单位为 m^3/kN , b , b' 的单位为 kPa^{-1} 。

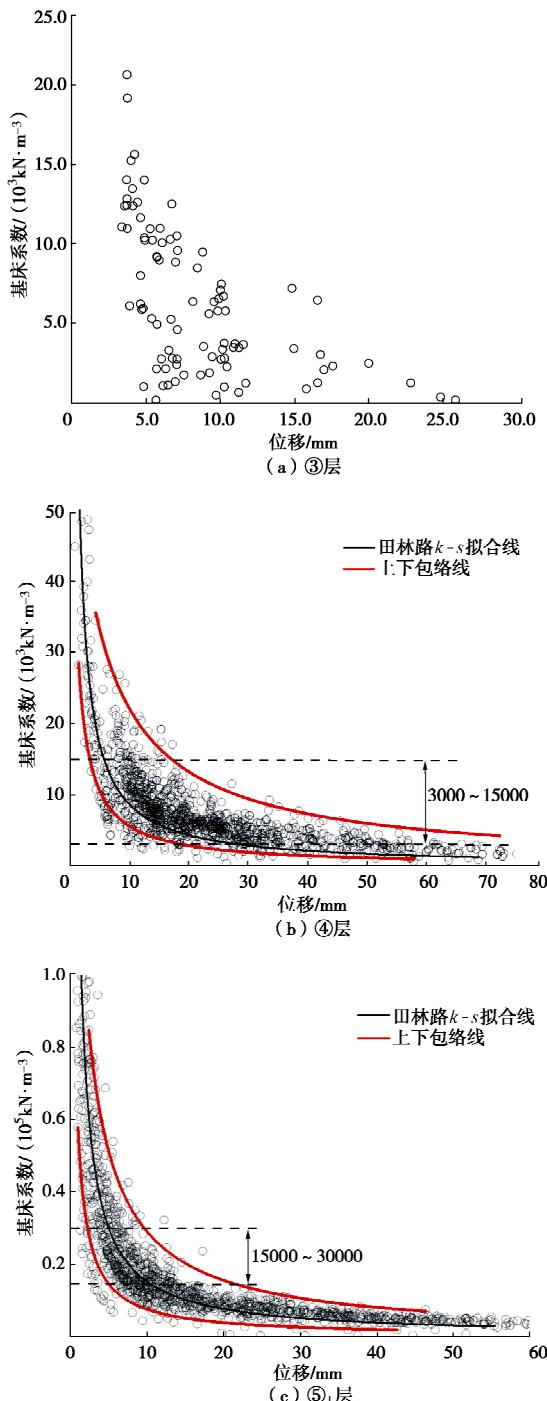
图14 各层土的 k - s 关系

Fig. 14 k - s relationship of different layers of soil
值范围: ④层土为 $3.0 \times 10^3 \sim 1.5 \times 10^4 \text{ kN/m}^3$, ⑤₁层

床系数取土为 $1.5 \times 10^4 \sim 3.0 \times 10^4$ 。将此范围反映到图 14 中, 虚线与包络线的交点则分别对应了不同的位移。可以看出: 上包络线对应的位移值及位移区间要明显大于下包络; 在较小位移和较大位移区, 规范建议值分别低估和高估了基床系数值。因此, 在基坑设计时, 可以结合现场土质情况和围护结构的位移量, 通过查图的方法来确定基床系数的取值范围。

4.4 反分析结果与原位测试结果的相关关系

由于各种原位试验方法的测试机制和边界条件不同, 通过测试所获得的岩土参数差异较大, 直接应用于基坑计算必然导致较大误差。但如果不用原位测试手段就无法在施工前准确地应用非线性弹簧计算。而由反分析推算的 a , b 是理论上的“真实值”, 但要把非线性弹簧用于基坑计算时还没有围护变形监测结果, 这样, 就必须通过原位测试等手段确定 a' , b' 值。所以, 还需要建立两种通过不同路径取得参数间的经验关系。

由于本文针对田林路下穿中环路地道工程同时开展了原位测试试验以及反分析工作, 所以初步取得了 a , b 值和 a' , b' 值之间的经验关系。具体经验关系为

$$a' = m_a a \quad , \quad (9a)$$

$$b' = m_b b \quad , \quad (9b)$$

式中, m_a , m_b 为非线性弹簧参数的转换系数。

在上述研究的基础上, 可以初步提出针对上海土层采用非线性土弹簧计算基坑时, 应用原位测试手段确定土层力学参数的经验参数转换系数范围, 具体见表 4。由表 4 可以看出, 扁铲 m_a 值范围是 4~7; 旁压 m_a 值范围是 2~4; 螺旋板 m_a 值约为 10; 旁压 m_b 值范围是 0.3~0.5; 螺旋板 m_b 值约为 0.3。显然, 上述经验关系在积累足够的经验后, 在用于基坑计算分析时的精度会逐步提高。

5 结 论

在基坑设计时, 被动区土体应当采用非线性的弹簧模拟。本文给出了被动区土弹簧的双曲函数模型, 说明了获取双曲线模型参数的计算思路, 并依据典型

工程给出了双曲线模型参数的建议指标。

(1) 基坑被动区土体的刚度会随着位移的增大而减小, 采用双曲线模型更能够反映土体的非线性变形特征。

(2) 可基于现场监测数据通过反分析获取典型土体的双曲线模型参数经验范围。

(3) 依据原位测试等手段, 再通过原位测试获取参数与通过反分析获取参数的经验关系, 可为基坑被动区非线性弹簧刚度取值提供依据。

(4) 依托典型工程和多个基坑实例, 给出了上海两个典型土层的非线性基床系数参数的建议值, 可用于类似工程的计算分析。

参考文献:

- [1] 刘建航, 侯学渊, 刘国彬, 等. 基坑工程手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2009. (LIU Jian-hang, HOU Xue-yuan, LIU Guo-bin, et al. Foundation Pit Engineering Manual[M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2009. (in Chinese))
- [2] 王洪新, 周松. 基坑设计的杆系-荷载-弹簧模型荷载取值及变形和稳定性分析的若干问题和研究建议[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, 32(11): 2349 - 2358. (WANG Hong-xin, ZHOU Song. Some problems and suggestions on load selection, deformation and stability analysis of the bar-load-spring model for foundation pit design[J]. Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, 32(11): 2349 - 2358. (in Chinese))
- [3] 建筑基坑支护技术规程: JGJ120—2012[S]. 2012. (Technical Specification for Retaining and Protection of Building Foundation Excavations: JGJ120 — 2012[S]. 2012. (in Chinese))
- [4] 基坑工程技术规范: DG/TJ08—61—2010[S]. 2010. (Technical Code for Excavation Engineering: DG/TJ08—61—2010[S]. 2010. (in Chinese))
- [5] DUNCAN J M, CHANG C Y. Non-linear analysis of stresses and strain in soils[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 1970, 96(S5): 1629 - 1653.
- [6] 杨光华, 骆以道, 张玉成, 等. 用简单原位试验确定切线模量法的参数及其在砂土地基非线性沉降分析中的验证[J]. 岩土工程学报, 2012, 35(3): 401 - 408. (YANG Guang-hua, LUO Yi-dao, ZHANG Yu-cheng, et al. Determining the parameters of tangent modulus method by simple in-situ test and its validation in non-linear settlement analysis of sand foundation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 35(3): 401 - 408. (in Chinese))
- [7] 杨光华. 深基坑支护结构的实用计算方法及其应用[J]. 岩土力学, 2004, 25(12): 1885 - 1896. (YANG Guang-hua. Practical calculation method of retaining structures for deep excavations and its application[J]. Rock and Soil Mechanics, 2004, 25(12): 1885 - 1896. (in Chinese))
- [8] 路家峰. 基坑工程中水平基床系数反分析研究及应用[C]// 2016 年全国工程勘察学术大会, 太原, 2016: 161 - 165. (LU Jia-feng. Research and application of back analysis of coefficient of horizontal foundation bed in foundation pit engineering[C]// 2016 National Engineering Survey Academic Conference, 2016, Taiyuan: 161 - 165. (in Chinese))
- [9] 岩土工程勘察规范: DGJ08—37—2012[S]. 2012. (Geotechnical Engineering Survey Code: DGJ08—37—2012[S]. 2012. (in Chinese))
- [10] 林华国, 唐世栋. 上海地区软土层侧向基床反力系数规律性研究[J]. 岩土工程学报, 2004, 26(4): 495 - 499. (LIN Hua-guo, TANG Shi-dong. Study on the horizontal coefficient of subgrade reaction for soft soil layers in Shanghai[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2004, 26(4): 495 - 499. (in Chinese))