

深基坑超挖施工围护结构变形分析

谢秀栋 王 燕

(福州大学土木工程学院, 福建福州 350108)

【摘要】 在处于具有流变性土层的深基坑工程施工过程中, 时有发生超挖未能及时设置支撑的现象, 由于土的蠕变特性, 导致围护结构变形急剧增大。通过弹粘塑性本构模型的二次开发, 对软土地区深基坑施工过程中的正常开挖及时支撑和超挖两种情况进行数值模拟, 分析深基坑围护结构变形随时间的变化规律及深基坑的安全性状, 以达到有效控制基坑变形和保护周围环境的目的。

【关键词】 基坑, 软土蠕变, 围护结构变形, 数值模拟

【中图分类号】 TU 942

【文献标识码】 A

doi:10.3969/j.issn.1007-2993.2011.06.007

Analysis on Deformation of Retaining Structures of Over-excavation in Foundation Pit

Xie Xiudong Wang Yan

(College of Civil Engineering, Fuzhou University, Fuzhou 350108, Fujian, China)

【Abstract】 During the excavation of foundation pit in rheological soil layer, the phenomena of over-excavation and support setting not timely occur frequently, and the characteristics of soft-soil creep, the deformation of retaining structures is increase sharply. With the secondary development program of the elastic-viscose-plastic constructive model, simulate the conditions of normal construction and over-excavation of foundation pit in Soft clay area, analyze the time change regulation of retaining structures and safety state of foundation pit, in order to achieve effective control of the deformation and protect the buildings adjacent to foundation pit.

【Key words】 foundation pit; soft-soil creep; deformation of retaining structures; numerical simulation

0 引言

在处于有流变性土层深基坑中, 土的流变特性不仅会影响到深基坑的安全, 而且对于深基坑的变形控制也至关重要, 这在控制变形要求高的深基坑工程中尤为突出。软土具有非常复杂的力学性质, 随着理论研究和试验水平的提高, 软土本构模型及其基坑工程中的应用已获得不少研究成果^[1-5]。

由于工期的限制, 深基坑工程施工过程中, 往往发生超挖的现象, 这样由于支撑未能及时设置, 附加应力增大, 使得围护结构变形增大。合理地认识深基坑围护结构在各种工况下变形随时间的变化规律, 把握深基坑的安全性状, 将有助于从安全、经济的角度科学制定施工方案和有效控制基坑变形, 达到保证基坑安全和保护周围环境的目的。

本文在软粘土既有本构关系研究成果的基础上, 实现了弹粘塑性本构模型在 FLAC^{3D} 中的二次

开发^[6], 对软土地区深基坑施工过程中的正常开挖及时支撑和超挖两种情况进行有限元模拟分析。

1 软土的弹粘塑性模型

Borja^[7-8] 在剑桥模型基础上, 通过引入滞后变形项, 建立一种弹塑-粘塑模型来描述含水量较高粘土的应力-应变-时间特性。滞后变形是指发生在瞬时弹性变形之后的粘滞变形。非弹性应变可分解为两个不同的部分: 瞬时塑性分量 $\dot{\epsilon}_{ij}^p$ (考虑结构性衰减和蠕变的耦合效应) 和滞后塑性分量 $\dot{\epsilon}_{ij}^l$ (考虑土的蠕变), 土体的总应变可写成如下形式:

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \dot{\epsilon}_{ij}^e + \dot{\epsilon}_{ij}^p + \dot{\epsilon}_{ij}^l \quad (1)$$

瞬时弹性分量 $\dot{\epsilon}_{ij}^e$ 由弹性虎克定律计算, 即:

$$\dot{\epsilon}_{ij}^e = \frac{S_{ij}}{2G} + \frac{\sigma_m}{3K} \delta_{ij} \quad (2)$$

式中: K 为体积模量; G 为剪切模量。

瞬时塑性应变采用增量型修正剑桥模型计算,

基金项目: 福建省自然科学基金资助项目(2009J05120); 福州大学科技发展基金资助项目(2008-X Y-3)

作者简介: 谢秀栋, 1976 年生, 男, 福建仙游人, 博士, 讲师, 主要从事地下工程施工安全控制及其周边环境保护方面研究。E-mail: zlxdd@163.com

塑性体应变为:

$$d\epsilon_v^p = \frac{\lambda - \kappa}{\nu} \left(\frac{dp}{p} + \frac{2\eta d\eta}{M^2 + \eta^2} \right) \quad (3)$$

塑性剪应变为:

$$d\epsilon_s^p = \frac{\lambda - \kappa}{\nu} \left(\frac{2\eta}{M^2 - \eta^2} \right) \left(\frac{dp}{p} + \frac{2\eta d\eta}{M^2 + \eta^2} \right) \quad (4)$$

式中: λ, κ 分别为 $e - \ln p$ 平面上正常压缩与回弹线的斜率; ν 为比容, $\nu = 1 + e$, e 为土体的孔隙比; M 为摩擦常数, 为临界状态线上 $\frac{q}{p}$ 的比值; $\eta = \frac{q}{p}$ 为剪压比, 反映剪应力与静水压力的比值大小, 在 $0 \sim M$ 之间。

滞后塑性应变分量的体积蠕变项 $\dot{\epsilon}_v^i$ 采用 Taylor 次固结体积蠕变规律, 即:

$$\dot{\epsilon}_v^i = \frac{\psi}{\nu t_v} \quad (5)$$

式中: ψ 为次压缩系数, $\psi = \frac{C_\alpha}{\ln 10}$, C_α 为土体的次固结指数; t_v 为蠕变时间变量, 计算公式如下^[9]:

$$t_v = (t_v)_0 \left[\frac{p_c}{p + \frac{q^2}{(M^2 p)}} \right]^{(\lambda - \kappa)/\psi} \quad (6)$$

式中: $(t_v)_0$ 是 t_v 的初始值(或称参考时间);其它参数与修正剑桥模型相同。

剪切蠕变分量 $\dot{\epsilon}_s^i$, 采用了 Singh-Mitchell 剪切蠕变速率函数:

$$\dot{\epsilon}_s^i = A e^{\alpha D} \left(\frac{t_0}{t_s} \right)^m \quad (7)$$

式中: A, m, α 为表征土的物理组成、结构和应力历史等特性的材料参数, A 是 $\ln \dot{\epsilon} - D$ 关系图中当 $t = t_0$ 时的截距, 理论上是 $D = 0, t = t_0$ 时的应变速率; m 为 $\ln \dot{\epsilon} - \ln t$ 关系图中直线斜率的绝对值, m 值介于 $0.75 \sim 1.0$ 之间; α 为应变速率对数与剪应力关系图中线性段的斜率, $\alpha = \frac{d \ln \dot{\epsilon}}{d D}$ 。

将以上各式变为有限增量形式, 最终可得弹粘塑性的增量本构方程, 其表达式为:

$$\left. \begin{aligned} \Delta p &= K(\Delta \epsilon_v - \Delta \epsilon_v^p - \Delta \epsilon_v^i) \\ \Delta q &= 3G(\Delta \epsilon_s - \Delta \epsilon_s^p - \Delta \epsilon_s^i) \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

2 围护结构变形计算分析

2.1 工程概况

上海地铁 9 号线某车站为地下二层框架结构, 长约 365 m, 标准段宽约 21.5 m, 车站主体围护采用地下连续墙。标准段采用 800 mm 厚地下墙, 墙深 30.8 m, 基坑开挖深度约 17 m, 采用五道 $\phi 609$ 钢管支撑。工程场地周边建筑物较为密集, 施工区南侧

有一个小学、一个中学以及一些多层居民住宅, 施工区北侧邻近基坑有若干个建筑物, 在交通主干道下有较多的市政管线。由于施工场地狭小, 基坑长且开挖深度较深, 周边环境保护的要求较高, 车站基坑按一级基坑进行设计和变形控制, 共布置地下连续墙水平位移监测点 34 个, 具体布置见图 1。

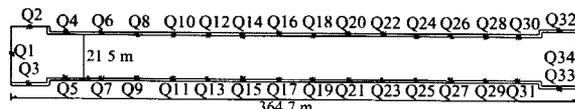


图 1 墙体测斜点布置示意图

场地土层分布主要特点为: 上部②1、③、④1 层正常分布, 受古河道切割影响, ⑥层暗绿色粘性土(硬土层)缺失, ⑦层土埋深较大, 约为 49 m。⑤层总厚度较大, 特别是⑤2-2 层砂质粉土分布较为稳定, 且⑤2-2 层与⑦层连通。场地浅部地下水属潜水类型, 水位埋深一般为 0.5~1.5 m。微承压水含水层分布于⑤2-2 层, 承压水水头埋深一般为 3~6 m。

2.2 围护结构变形特点

由于每一个测斜孔沿深度方向的测点有几十个, 而最大值的点在不同的工况下会有所改变, 选择不同的变形速率取值点, 研究结果也是不同的。正常施工的深基坑工程, 每一个工况最大值的点对该时刻基坑的安全性状起决定性作用, 故取该点进行的研究分析。基坑每一小段开挖及支撑一般在较短时间内完成, 最大值点反映在墙体变形时程曲线上为一曲线段。图 2 为地下连续墙测斜点 Q28 最大值的时程曲线, 从图上可以看出: 在各个开挖未加支撑阶段, 墙体变形值剧增, 且随着开挖层数的增多变形量加大; 而在各个土层开挖加撑后, 墙体变形值逐渐趋于稳定。

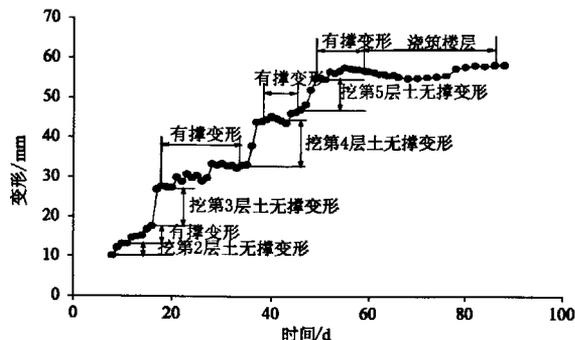


图 2 测斜点 Q28 最大值时程曲线

2.3 计算模型

整个基坑的长度大, 取整体进行计算较为困难, 又由于标准段基坑纵向对称分布, 现仅取宽 18 m 的基坑标准段的一半进行数值分析, 计算网格划分见

图3,一半基坑的宽度为10m,地下连续墙宽0.8m深31m,坑外土体取51m长,模型深度为51m。模型共划分19188个单元,23180个结点。地下连续墙与土体接触处共设置3个接触面单元,支撑用梁单元来模拟,地下连续墙用实体单元模拟,支撑与地下连续墙假定为弹性体。模型周边侧向约束,采用可动支座边界条件,约束水平方向位移,底面采用固定支座边界类型,约束水平及垂直方向位移。土体采用的参数值见表1^[10-11]。

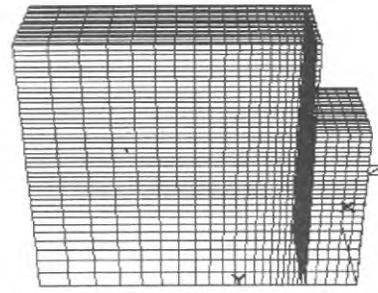


图3 计算网格划分图

表1 各土层参数表

土层	M	λ	κ	A	α	m	ψ	厚度/m
褐黄色粘性土	1.36	0.095	0.027	6.3×10^{-5}	2.22	0.67	0.0052	5
淤泥质粘性土	0.96	0.256	0.0178	6.9×10^{-5}	2.65	0.92	0.0065	25
暗绿色粘性土	1.22	0.056	0.030	6.1×10^{-5}	2.37	0.81	0.0057	21

2.4 计算过程及结果分析

2.4.1 计算过程

在深基坑工程施工中,土体的开挖并非一次完成,而是分步完成的。因此在数值模拟分析中,按照工程的实际情况,采用增量法模拟基坑的每一步工况,这样不仅可以反映出施工过程中某一阶段的应力一应变情况,而且采用弹粘塑性本构模型,更好的反映出土体随时间的变化情况,真实模拟基坑开挖和支撑过程。

针对有及时加撑和超挖施工两种情况,各按五种工况进行计算,见表2,对于正常施工的每一计算工况前续过程,都是挖一层土,1d加支撑;5d后再挖一层土,依此类推;而对于超挖的计算工况则是一步直接开挖到所分析的基坑深度。

表2 计算情况表

计算工况	挖土深度/m	支撑位置/m	计算时间/d
加第1道撑	3	1	10
加第2道撑	6	5	10
加第3道撑	9	8	10
加第4道撑	12	11	10
加第5道撑	15	14	10

2.4.2 正常开挖并及时加撑时计算结果分析

正常开挖并及时加撑时维护结构侧向变形的时程计算曲线见图4。从图4可以看出:对于第一种工况(加第1道撑),挖第一层土24h后,墙体的变形为0.9mm;在第48h,也就是加撑后24h,墙体的变形增加到2.37mm;在第64h墙体变形已逐渐趋于稳定,最大值为2.96mm。对于第二种工况,挖第二层土24h后,墙体的变形为3.83mm;在第48h

墙体的变形增加到5.38mm;在第68h墙体变形已逐渐趋于稳定,最大值为6.53mm。对于第三种工况,挖第三层土24h后,墙体的变形为8.98mm,在第48h墙体的变形增加到9.6mm;在第72h墙体变形已逐渐趋于稳定,最大值为10.3mm。对于第四种工况,挖第四层土24h后,墙体的变形为13.47mm;在第48h,墙体的变形增加到14.01mm;在第76h墙体变形已逐渐趋于稳定,最大值为14.43mm。对于第五种工况,挖第五层土24h后,墙体的变形为17.63mm;在第48h墙体的变形增加到18.4mm;在第84h墙体变形已逐渐趋于稳定,最大值为19.32mm。

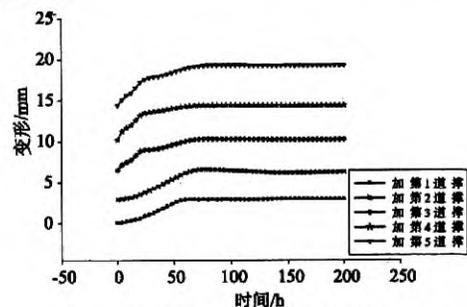


图4 及时加支撑墙体变形时程曲线

土体开挖后,墙体的变形增长幅度大,尤其是在应力水平较高的情况下,曲线的增幅更为明显,如第四种计算工况与第五种计算工况的墙体变化。加完支撑后,墙体的变形曲线斜率立即减小,过了一段时间后,变形趋于稳定,接近与时间轴平行的直线。参照上海地铁基坑工程施工规程(SZ-08-2000)^[12]中的安全控制指标,围护墙最大水平位移不能超过0.14% H ,各计算工况下墙体的最大变形值未超过该控制值,说明在深基坑施工过程中,只要能按设计

要求施工,分段开挖及时支撑,深基坑将一直处于安全可控状态。

2.4.3 不加撑开挖计算结果分析

在不加支撑的条件下,模拟深基坑开挖3 m,6 m,9 m,12 m时墙体水平变形随时间的变化情况。在每一开挖工况下,画出墙体变形最大值点随时间的变化曲线(详见图5)。从图5上可以看出:深基坑开挖3 m条件下,在第86 h,墙体变形4.2 mm,达到挖深3 m时墙体变形的安全控制指标值,这表示深基坑在开挖3 m条件下,只能放置86 h就必须加撑,否则基坑将开始处于危险状态,随着放置时间的增长,变形有所增大,在第240 h,墙体变形为13.09 mm;深基坑开挖6 m条件下,在第71 h,墙体变形8.4 mm,达到挖深6 m时墙体变形的安全控制指标值,随着放置时间的增长,变形逐渐增大,在第240 h,墙体变形为75.4 mm;深基坑开挖9 m条件下,在第62 h,墙体变形12.6 mm,达到挖深9 m时的安全控制指标值,随着放置时间的增长,变形快速增大,在第240 h,墙体变形为138 mm;深基坑开挖12 m条件下,在第58 h,墙体变形16.8 mm,达到挖深12 m时的安全控制指标值,随着放置时间的增长,变形急剧增大,在第240 h,墙体变形为216 mm。

在不加撑的条件下,当开挖深度较浅时,墙体变形处于缓慢发展状态,而开挖深度越深,坑外土体的侧向应力越大,墙体变形速率越大,达到相应挖深安全控制指标值的时间越短,深基坑有可能会在较短的时间内,因土体的持续蠕变而发展到破坏。

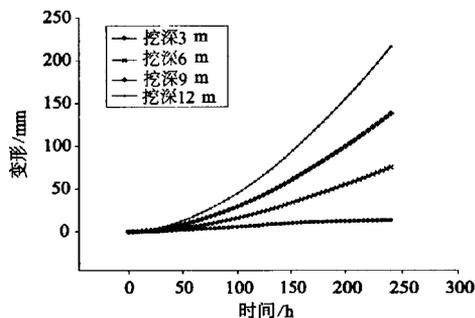


图5 不加支撑开挖墙体变形时程曲线

3 结论

1)在软土地区深基坑施工过程中,加完支撑后,墙体的变形曲线斜率立即减小,过了一段时间后,变形趋于稳定,深基坑将一直处于安全可控状态。

2)在不加撑条件的下,随着开挖深度的增大,墙体变形速率越大,达到相应的安全控制指标值的时

间越短,深基坑有可能会在较短的时间内破坏。

3)在软土中进行深基坑开挖,时间效应的影响不容忽视,施工时应严禁超挖,而当开挖至预定深度后,尽可能在较短时间内完成支撑,防止深基坑变形的进一步发展,避免因长期暴露造成对基坑本身安全和周围环境的不利影响。

4)本文只研究了软土地区深基坑采用地下连续墙作为围护结构的情况。由于不同的工程所处的地质条件、周围环境以及围护结构刚度等方面有所不同,应根据具体情况采用相应数值分析方法来模拟其施工过程,对变形特性进行预测,用以指导施工,确保工程的安全。

参 考 文 献

- [1] 夏冰,夏明耀. 上海地区饱和软土的流变特性研究及基坑工程的流变时效分析[J]. 地下工程与隧道, 1997, (3): 11-18.
- [2] 陈洋. 软粘土深基坑开挖的粘弹塑性流变分析[J]. 工业建筑, 2000, 30(9): 42-45.
- [3] 傅艳华,王旭东,辛金珉. 基坑变形时间效应的有限元分析[J]. 南京工业大学学报, 2005, 27(5): 32-36.
- [4] 刘涛,杨国伟,刘国彬. 上海软土深基坑有支撑暴露变形研究[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(增): 1842-1844.
- [5] 杨爱武,张静娴,卢力强. 天津海积软土 Singh-Mitchell 蠕变模型及灰色预测[J]. 岩土工程技术, 2010, 24(4): 163-165.
- [6] 刘波,韩彦辉. FLAC 原理、实例与应用指南[M]. 北京:人民交通出版社, 2005.
- [7] Borja R I, Lee S R. Cam-clay plasticity, part I: Implicit integration of elasto-plastic constitutive relations. Compute Methods Appl. Mech. Engng, 1990, 78(1): 49-72.
- [8] Borja R I. Generalized creep and stress relaxation model for clays. J. Geotech Engng., ASCE, 1992, 118(11): 1765-1786.
- [9] 钟辉虹. 软土结构性及蠕变特性理论研究[D]. 上海:同济大学, 2003.
- [10] 汪中卫. 考虑时间与小应变的地铁深基坑变形及土压力的研究[D]. 上海:同济大学, 2004.
- [11] 李兴照,黄茂松,王录民,等. 流变性软黏土的弹黏塑性界面本构模型[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(7): 1393~1401.
- [12] 上海市标准. (SZ-08-2000)上海地铁基坑工程施工规程.