

基于时间效应理论的软土深基坑变形分析

黄珏皓^{1,2} 陈健^{1,2} 柯文汇³ 黄祥国³

(1.中国科学院武汉岩土力学研究所 岩石力学与工程国家重点实验室,武汉 430071;

2.中国科学院大学,北京 100049; 3.武汉市市政建设集团有限公司,武汉 430023)

摘要: 由于软土的蠕变特性,在基坑开挖过程中存在着时间效应。以宁波某基坑为工程背景,基于 SSC 模型并利用 PLAXIS 有限元软件对深基坑的开挖过程进行了数值模拟,分析了开挖工程中支护结构及基坑自身的变形特点。计算结果表明:基坑开挖时地连墙水平位移、地表沉降及支撑内力均随时间发展而增大,但相比之下,基坑隆起的流变效应不甚明显。其中不同工况对应地连墙水平位移最大值发生位置随开挖深度的增大而下降,而地表沉降最大值基本发生在距坑壁 10 m 位置,且地表沉降累计最大值与累积施工时间满足多项式函数关系;同时不同工况下地连墙弯矩、剪力随深度变化曲线趋势基本一致并呈“S”形。另外随着支撑结构的施加,地连墙水平位移和地表沉降的增加速率均受到一定限制,因此可通过及时施加支撑的方法抑制支护结构的变形及控制内力的急剧变化。上述结论可对宁波地区基坑开挖的施工提供理论指导,以保障施工过程的安全实施。

关键词: 宁波软土; 数值模拟; 时间效应; 深基坑; 蠕变

中图分类号: TU443

文献标志码: A

文章编号: 1001-5485(2017)05-0075-06

1 研究背景

城市立体化建设成为一种必然发展的趋势,大型建筑物深基坑的开挖深度、平面尺寸都呈现增大的趋势,且其经常修筑于闹市区,开挖环境也日趋复杂^[1-4];同时,由于软黏土基坑开挖过程中存在时间效应,将对开挖过程、施工间歇期的基坑变形及支护结构的内力发展规律造成不良的影响^[5-11]。因此,有必要在考虑基坑开挖时间效应的基础上进行变形、内力变化分析,以保障基坑开挖工作的安全实施,同时也为今后其它地区的基坑开挖起到借鉴指导作用。

当前,国内外针对基坑开挖过程中表现出来的时间效应进行了大量的研究工作。徐浩峰等^[12]利用元件模型分析了基坑开挖过程中挡墙位移曲线,较好地反映了基坑开挖过程中的时间效应现象。吴渤昕^[13]利用 FLAC 程序对基坑开挖进行了数值模拟,验证了开挖过程中时间效应的存在。Iame^[14]分析有关因素对基坑周边土体变形的影响,揭示了基坑开挖过程中的时间效应。Clough 等^[15]建议用快慢分析法来确定施工周期较长工程中的开挖变形

上、下限。

上述研究成果主要是对基坑开挖过程中土体变形规律及支护结构的受力特点进行了研究,但没有对施工间歇期内基坑土体变形及支护结构的内力变化进行详细分析,同时也没有对基坑开挖的施工工况进行详细分析。因此,本文基于前人的研究成果,对宁波地区某基坑开挖的施工过程进行详细分析,并考虑宁波地区软黏土的蠕变效应对基坑开挖过程进行数值模拟,对开挖过程中所表现出的时间效应进行了验证,同时也对开挖过程中土体变形特点及支护结构的受力特征进行描述。

2 数值模型建立

由于本文主要研究的是基坑开挖过程中的时间效应,因此将三维空间问题简化为二维平面问题,忽略基坑开挖中存在的空间效应;同时由于二维模型的计算结果对于大多数基坑是偏保守的,对基坑的设计有较高的参考价值,所以建立模型时采用二维 Plaxis 有限元软件^[1]。

2.1 计算模型

本文以宁波某车站基坑为工程背景,车站标准段

收稿日期: 2015-12-14; 修回日期: 2016-01-11

基金项目: 国家重点基础研究发展计划项目(2015CB057905); 中国科学院百人计划项目(KZZD-EW-TZ-12)

作者简介: 黄珏皓(1991-),男,贵州六盘水人,博士研究生,主要从事软土动力特性及本构模型方面的研究。(电话) 18627075913(电子信箱) huangjuehao1234@163.com。

基坑开挖深度约为 20 m, 基坑宽约为 20 m, 基坑围护采用 800 mm 厚地下连续墙, 地连墙入土深度为 35 m。第 1 道支撑采用 1 000 mm×800 mm 钢筋混凝土支撑, 第 2—5 道支撑采用 Φ609 mm 钢管支撑。

首先在 Plaxis 有限元软件中建立二维有限元模型如图 1 所示。

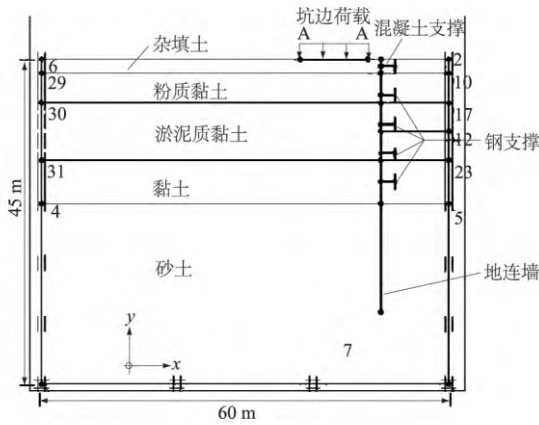


图 1 二维有限元计算模型

Fig.1 Two-dimensional finite element model

分析模型的水平方向为 x 向, 竖直方向为 y 向。考虑一定的开挖影响范围, 模型水平方向总长取 60 m, 竖直方向则取地表以下 45 m。模型左边界施加 x 向位移约束, 底边界施加 x 和 y 向约束, 考虑基坑的对称性, 右边界施加对称约束。同时考虑 5 kPa 的坑边超载。从地表以下依次分布着 2 m 厚的杂填土, 4 m 厚的粉质黏土, 8 m 厚的淤泥质黏土, 6 m 厚黏土, 25 m 厚砂土, 水位线位于地表以下 2 m。土体采用三角形 15 节点单元进行模拟。本计算模型共有 3 819 个节点, 划分为 441 个单元。

由于本文主要是考虑基坑开挖过程中存在的时间效应, 因此对于粉质黏土层、淤泥质黏土层、黏土层采用 Vermeer 等^[16] 提出的考虑时间效应的软土蠕变模型 (SSC) 进行模拟, 该模型假设土体为均质各向同性材料, 屈服函数类似修正剑桥模型, 即

$$p^{eq} = p' + \frac{q^2}{M^2 p'} \quad (1)$$

式中: p^{eq} 为模型定义的等价压力; p' 和 q 分别为有效

平均主应力、偏应力; M 为临界状态线坡度。

模型假设应变由弹性应变及蠕变应变组成, 并分别使用虎克定律及流动法则对上述 2 种应变进行分析, 即

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^e + \dot{\varepsilon}^c = D^{-1} \dot{\sigma}' + \lambda \frac{\partial p^{eq}}{\partial \sigma'} \quad (2)$$

式中: $\dot{\varepsilon}$, $\dot{\varepsilon}^e$, $\dot{\varepsilon}^c$ 分别表示总应变率、弹性应变率及蠕变应变率; D^{-1} 为弹性矩阵; λ 为塑性因子。

引入适用于临界状态土力学框架的参数 λ^* , κ^* , μ^* 表示蠕变流变法则, 上述应变表达式变为

$$\dot{\varepsilon} = D^{-1} \dot{\sigma}' + \frac{1}{\alpha} \frac{\mu^*}{\tau} \left(\frac{p^{eq}}{p_p^{eq}} \right)^{\frac{\lambda^* - \kappa^*}{\mu^*}} \frac{\partial p^{eq}}{\partial \sigma'} \quad (3)$$

式中参数 λ^* , κ^* , μ^* , τ 分别为修正的压缩指数、回弹指数、蠕变指数、参考时间。参数 λ^* , κ^* 分别表示正常固结线、膨胀线的坡度; 参数 μ^* 反映了长期体积应变的变化; τ 为固结时间之和; α 为流动矢量。上述参数可通过一维或者三轴固结试验得到, 即

$$\lambda^* = \frac{C_c}{2.3(1+e)} \kappa^* = \frac{C_e}{2.3(1+e)} \mu^* = \frac{C_a}{2.3(1+e)} \quad (4)$$

式中 e 为孔隙比。

若无试验数据时, 可利用塑性指数 I_p 及式 (5) 近似求取计算参数, 即

$$\lambda^* \approx I_p(\%) / 500, \lambda^* / \mu^* = 15 \sim 25, \lambda^* / \kappa^* = 5 \sim 10 \quad (5)$$

式中 C_c , C_e , C_a , I_p 分别为固结试验得到的压缩指数、回弹指数、蠕变指数和塑性指数。

其他土层采用摩尔-库伦模型进行分析; 地连墙采用板单元模拟, 采用线弹性模型进行分析; 混凝土支撑、钢支撑采用弹簧单元来模拟, 通过锚定杆元件实现; 地连墙与土体之间相互作用通过界面单元来模拟, 界面单元的本构模型与临近土体单元相同, 并通过参数 R_{inter} 对界面单元的强度进行折减。土体参数及结构参数见表 1 所示。模型中各土层、各围护结构、支护结的计算参数取值参考李龙飞^[17] 所建

表 1 土体及围护结构计算参数

Table 1 Parameters of soils and supporting structures for calculation

材料类别	$\gamma / (\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	E / MPa	c / kPa	$\varphi / (^\circ)$	v	λ^*	κ^*	μ^*	$k_o / (\text{m} \cdot \text{d}^{-1})$	$EI / (\text{kN} \cdot \text{m})$	$EA / (\text{kN} \cdot \text{m}^{-1})$	R_{inter}
杂填土	18.1	10	10	20	0.3	—	—	—	0.1	—	—	0.70
粉质黏土	18.3	—	—	—	—	0.051	4.8×10^{-3}	2.0×10^{-3}	4.0×10^{-3}	—	—	0.50
淤泥质黏土	17.5	—	—	—	—	0.059	5.0×10^{-3}	2.4×10^{-3}	3.0×10^{-3}	—	—	0.50
黏土	18.0	—	—	—	—	0.056	5.1×10^{-3}	2.2×10^{-3}	1.0×10^{-3}	—	—	0.50
砂土	20.1	40	1	32	0.3	—	—	—	1.2	—	—	0.67
混凝土支撑	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	2.0×10^7	—
钢支撑	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	2.0×10^6	—
连续墙	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1.5×10^6	1.8×10^7	—

立的数据库及前人研究成果^[15,18-19],见表 1 所示。分析步选为固结分析步,同时兼顾考虑固结对基坑周边土体及支护结构的影响。

2.2 计算工况

按照计划施工工序设置计算步,见表 2 所示。由于具体施工方案尚不确定,表中部分时间为假设时间,且预设开挖到底板浇筑总共持续 155 d。

表 2 计算步设计工况

Table 2 Calculation steps in design condition

施工工况	类别	内容	时间/d
1	围护	地下连续墙施工及坑边堆载	1
2	开挖	开挖到地下 2 m	2
3	支撑	施加混凝土支撑,支撑间距 5 m	1
4	间歇	施工间歇期一	5
5	开挖	基坑降水、开挖到地下 6 m	5
6	支撑	施加第 1 道钢支撑,支撑间距 3 m	1
7	间歇	施工间歇期二	10
8	开挖	基坑降水、开挖到地下 10 m	6
9	支撑	施加第 2 道钢支撑,支撑间距 3 m	1
10	间歇	施工间歇期三	15
11	开挖	基坑降水、开挖到地下 14 m	8
12	支撑	施加第 3 道钢支撑,支撑间距 3 m	1
13	间歇	施工间歇期四	15
14	开挖	基坑降水、开挖到地下 20 m	8
15	支撑	施加第 4 道钢支撑,支撑间距 3 m	1
16	间歇	施工间歇期五	15
17	间歇	施工间歇期六	30
18	间歇	施工间歇期七	30

基坑分步开挖的步骤如下。

第 1 次开挖到地下 2 m 深处,用时 2 d。

施加第 1 道混凝土支撑,支撑间距 5 m,用时 1 d;设置施工间歇期 5 d;基坑降水且开挖到地表以下深度 6 m 处,用时 5 d。

施加第 1 道钢支撑,支撑间距 3 m,用时 1 d;设置施工间歇期 10 d;基坑降水且开挖到地表以下深度 10 m 处,用时 6 d。

施加第 2 道钢支撑,支撑间距 3 m,用时 1 d;设置施工间歇期 15 d;基坑降水且开挖到地表以下深度 14 m 处,用时 8 d。

施加第 3 道钢支撑,支撑间距 3 m,用时 1 d;设置施工间歇期 15 d;基坑降水且开挖到地表以下深度 20 m 处,用时 8 d。

施加第 4 道钢支撑,支撑间距 3 m,用时 1 d;设置施工间歇期分别为 15,30,30 d。

分析过程对基坑降水进行了简化,坑内地下水位线始终保持与坑底重合,坑外地下水位随着距坑壁距离的增加,地下水位线逐渐升高,距坑壁较远

处的地下水位保持原始状态不变;模型中每一道支撑需要一次性添加,预计持续时间为 1d;为了反映软土流变特性对基坑开挖变形的影响设置施工间歇期,该间歇期的设置考虑了因正常施工工序或其他误工原因,同时为了反映最后一道钢支撑施工完毕之后基坑的长期变形特点,特意在此施工步骤之后多设置了 3 次施工间歇期以进行对比。

3 计算结果分析

3.1 地下连续墙水平位移

图 2 是本模型计算得到的不同施工工况地下连续墙的水平位移随深度的变化曲线。

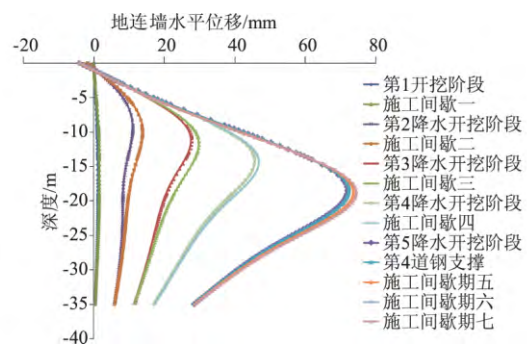


图 2 地连墙水平位移

Fig.2 Horizontal displacement of diaphragm wall

由图 2 中可以看出,除工况 2、工况 4 之外,其余工况下的地下连续墙水平位移随深度的变化曲线呈“鼓胀”形,最大位移发生的位置随开挖深度的增加而增加且基本位于当前开挖面附近,开挖过程中最大水平位移近 80 mm,这一计算结果与应宏伟等^[20]的实测分析数据结果基本相同,说明本模型的计算结果是可靠的;而在第 1 层土方开挖后,由于开挖深度较浅且支撑结构施加及时,使得地连墙的水平位移较小,基本保持不变,但在工况 4 中由于软土的流变效应使得地连墙中部的水平位移逐渐增大。这一变化趋势在第 2 层土方开挖之后完全显现出来。

图 3 为各工况下地连墙最大水平位移随施工持续时间变化的曲线。

由图 3 可看出在基坑开挖后的施工间歇期,即使基坑已有钢支撑和混凝土支撑的支撑作用,但地连墙的水平位移仍有增加趋势,但增加速率随施工过程推进,支撑结构的不断完善而逐渐

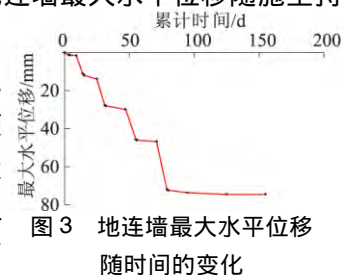


图 3 地连墙最大水平位移随时间的变化
Fig.3 Variation of maximum horizontal displacement of diaphragm wall over time

减小,并最终趋于0。

总而言之,图2、图3表明基坑开挖过程中地连墙的水平位移变化表现出较为明显的时间效应。

3.2 地表沉降

图4是不同工况下地表沉降的变形曲线。

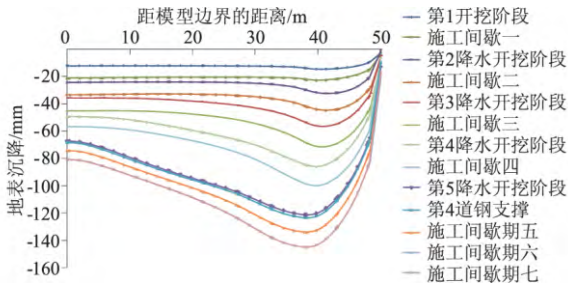


图4 地表沉降

Fig.4 Curves of ground settlement

由图4可知地表沉降随距模型边界的距离的增大先增长,达到最大值之后随距离的增加逐渐减小并最终趋于稳定,整个地表沉降变化曲线呈凹槽形,且最大沉降基本发生在距坑壁10m处左右,这可能是由于坑边荷载引起。同时还可以看出第一阶段开挖并施加支撑结构之后,施工间歇期内产生的蠕变变形较小,但随着开挖过程的继续,间歇期内的蠕变变形逐渐增加,这一变化规律与图2中地连墙水平位移随深度增加的变化规律一致。这说明在支撑施加之后,施工间歇期内产生的地表沉降一部分是由土体本身的蠕变效应引起,另一部分是由地连墙水平位移的持续变大引起。

同时由图4还可以看出在基坑第3阶段开挖完成后产生的地表沉降累计最大值为-56.40mm,而施加第2道钢支撑后产生的地表沉降累积最大值为-58.95mm,此阶段基坑开挖完成至钢管支撑施加完成时总共产生了2.55mm的地表沉降;基坑开挖的第5阶段产生的地表沉降累计最大值为-121.29mm,而施加第4道钢支撑后产生的地表沉降累积最大值为-123.45mm,此阶段基坑开挖完成至钢管支撑施加完成时总共产生了2.16mm的地表沉降。这说明基坑开挖之后及时施加混凝土支撑或钢支撑能有效的抑制基坑变形。

整理图4不同施工工况对应的地表沉降最大值得到各施工工况条件下地表沉降最大值随累积时间的变化曲线,如图5所示。

由图5可以看出在基坑开挖过程中,地表沉降累计最大值随施工间歇时间的增加呈持续增长模式,表现出明显的时间效应,同时地表沉降在基坑开挖刚开始时蠕变速率较大,但随着混凝土支撑、钢支撑的施加,土体的蠕变效应受到抑制,蠕变速率逐渐

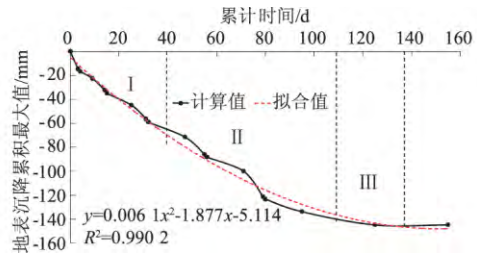


图5 地表沉降最大值累积曲线

Fig.5 Cumulative curves of maximum surface subsidence

减小。因此,地表沉降发展模式可用多项式函数进行拟合,其表达式为

$$y = 0.0061x^2 - 1.877x - 5.114 \quad (4)$$

由图5看出拟合曲线与计算结果较为吻合,相关度达到 $R^2 = 0.9902$,拟合效果较好。

3.3 坑底隆起

图6为不同施工工况下坑底隆起的变化曲线。由图6得到坑底隆起随距地连墙距离的增大先增大,到达峰值之后又逐渐减小并最终趋于稳定,且峰值出现位置距离基坑边壁3m左右;在开挖初期坑底隆起较小,但随着基坑开挖深度的增加,坑底隆起的增大趋势亦趋明显;而每一步的基坑开挖、支撑结构施加完成之后,施工间歇期内产生的坑底隆起较小,即坑底隆起主要发生在基坑开挖及支撑施加过程中,同时尽管每一步开挖之后的施工间歇期内的坑底隆起都有不同程度的增长,但与地连墙水平位移、地表沉降的增长速率相较而言,坑底隆起的流变效应不是很明显。上述计算结果与陈乐意等^[1]、应宏伟等^[6]、李玉岐等^[21]的结果保持一致。

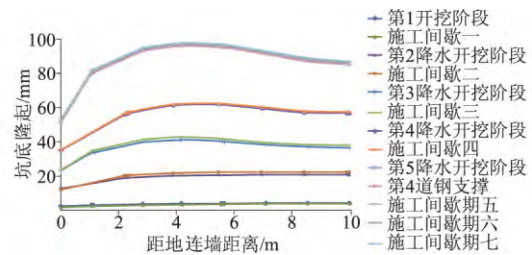


图6 坑底隆起

Fig.6 Upheave deformation of pit bottom

3.4 支护结构内力

图7为不同工况下地连墙的弯矩、剪力图。由图7可看出,地连墙弯矩、剪力随开挖深度的增加和施工持续时间的增加而增大,且弯矩、剪力的最大值出现位置随开挖深度的增加而下降,曲线发展形状类似于“S”形,地连墙的剪力图与弯矩图的变化趋势基本保持一致。但是由图7可看出每一步施工间歇期中的弯矩、剪力变化曲线与相应支撑施工完毕时对应的弯矩、剪力变化曲线相比略有增长,结合

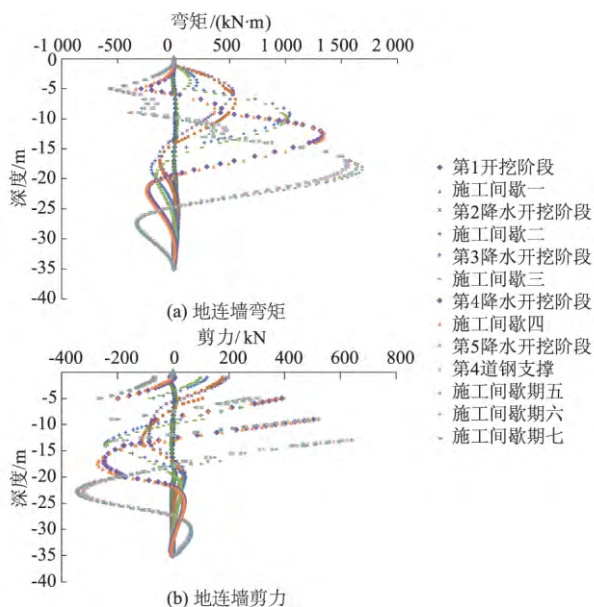


图 7 不同工况下的地连墙弯矩和剪力

Fig.7 Variations of bending moment and shear force of diaphragm wall in different working conditions

表 2 得到弯矩、剪力值发生突变的位置基本与施加支撑的位置保持一致,这一现象与杜金龙等^[22]的分析结果一致。

上述计算结果可以结合图 2 进行解释。随着开挖深度的增加,受扰动土体范围也增大,由于土体本身存在着流变效应,因此地连墙的变形不断增加从而导致地连墙的弯矩、剪力呈现出时间效应;但由于支撑结构的及时施加使得地连墙弯矩、剪力的时间效应受到明显的限制,增长速率逐渐减小。

图 8 是基坑开挖过程中各道钢支撑的支撑轴力随施工持续时间的变化曲线。

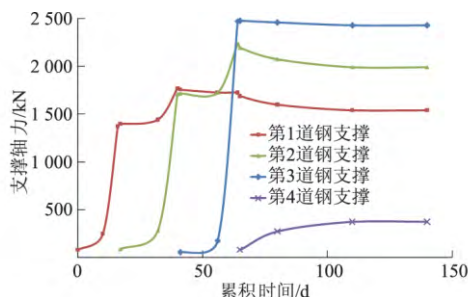


图 8 钢支撑轴力变化曲线

Fig.8 Variations of axial force of steel flying shores

由图 8 得到,钢支撑的支撑轴力随开挖深度的增加而增加,但增长速率逐渐减小并趋于稳定,而第 4 道钢支撑轴力较小可能是由于前 3 道支撑基本满足了基坑稳定性的要求,导致第 4 道钢支撑的支撑轴力没有完全发挥;另外轴力的突变均发生在开挖完成之后至下一道支撑施加之前这一过程中;结合图 3 地连墙水平位移最大值的变化曲线可以得到,

在基坑开挖过程中,随着支撑结构的及时施加及完善,地连墙的水平位移最大值增长速率也逐渐减小并最终趋于稳定,这说明地连墙的变形与轴力的变化存在相互影响^[4]。

除此之外,随着钢支撑的施加,其随后的施工间歇期内钢支撑轴力略有变化,反映了基坑开挖中支撑结构内力变化的时间效应。

4 结 论

(1) 本文以宁波某基坑为工程背景利用 Plaxis 有限元软件对基坑开挖过程进行了数值模拟,验证了基坑开挖过程中存在的时间效应现象。但基坑开挖工程的时间效应除与时间因素有关,还与土体物理性质及开挖深度有关,因此下一步研究应着重探讨土体物理性质及开挖深度对时间效应的影响。

(2) 由本文模拟结果,在基坑开挖过程中应进行基于时间效应理论的设计开挖方法。通过分步开挖,及时施加支撑的方法控制基坑开挖过程中土体及支护结构的变形,保证基坑开挖过程中基坑本身及周边建筑物的安全。

(3) 基坑开挖工程是三维问题,但本文模拟过程中只考虑了基坑开挖中存在的时间效应,忽略了空间效应问题。因此下一步应综合基坑开挖过程中的时间效应和空间效应进行研究。

参考文献:

[1] 陈乐意,周立,吴兵.考虑时间效应的基坑变形数值分析[J].南昌航空大学学报(自然科学版),2013,27(3):87-92.

[2] 李夕林,魏祥,梁志荣.软土地区深基坑变形控制设计实践与分析[J].岩土工程学报,2014,36(增1):160-164.

[3] 刘爱华,黎鸿,罗荣武.时空效应理论在软土深基坑施工中的应用[J].地下空间与工程学报,2010,6(3):571-576.

[4] 郭利娜,胡斌,李方成,等.武汉地铁深基坑围护结构钢支撑轴力研究[J].地下空间与工程学报,2013,9(6):1386-1393.

[5] 傅艳华,王旭东,宰金珉.基坑变形时间效应的有限元分析[J].南京工业大学学报(自然科学版),2005,27(5):32-36.

[6] 应宏伟,谢康和,潘秋元,等.软粘土深基坑开挖时间效应的有限元分析[J].计算力学学报,2000,17(3):349-354.

[7] 李平,杨挺,王义,等.基坑工程隆起变形研究综述[J].河海大学学报(自然科学版),2010,38(2):196-201.

- [8] 徐浩峰,应宏伟,朱向荣. 考虑固结和流变耦合作用的基坑工程时间效应[J]. 科技通报, 2008, 24(1): 92-97.
- [9] 周冠南. 软弱地层深基坑开挖时空效应分析及控制[J]. 地下空间与工程学报, 2014, 10(增1): 1653-1658.
- [10] 高文华,杨林德,沈蒲生. 软土深基坑支护结构内力与变形时空效应的影响因素分析[J]. 土木工程学报, 2001, 34(5): 90-96.
- [11] 柯文汇,陈健,盛谦. 一个描述软粘土时效特性的一维弹粘塑性模型[J]. 岩土力学, 2016, 37(8): 2198-2205.
- [12] 徐浩峰,应宏伟,朱向荣. 某软土深基坑工程时间效应有限元分析[J]. 工程地质学报, 2007, 15(1): 92-97.
- [13] 吴渤昕. 深基坑施工时间效应数值模拟及分析[D]. 天津: 天津大学, 2010.
- [14] IAME ISHIHARA K. Relations Between Process of Cutting and Uniqueness of Solutions [J]. Soils and Foundation, 1970, 10(3): 50-56.
- [15] CLOUGH G W, DUNCAN J M. Finite Element Analysis of Retaining Wall Behavior [J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 1971, 97(12): 1657-1673.
- [16] VERMEER P A, NEHER H P. A Soft Soil Model that Accounts for Creep [C] // Beyond 2000 in Computational Geotechnics: 10 Years of PLAXIS International; Proceedings of the International Symposium Beyond 2000 in Computational Geotechnics, Amsterdam, The Netherlands: Balkema. March 18-20, 1999: 1-13.
- [17] 李龙飞. 软土参数数据库开发与温州深厚软土工程特性研究[D]. 武汉: 中国科学院武汉岩土力学研究所, 2014.
- [18] 傅艳华. 基坑工程中土流变特性试验与数值模拟研究[D]. 南京: 南京工业大学, 2005.
- [19] 柯文汇,陈健,盛谦. 结构性软粘土的一维弹粘塑性模型[J]. 岩土工程学报, 2016, 38(3): 494-503.
- [20] 应宏伟,孙威,吕蒙军,等. 复杂环境下某深厚软土基坑的实测性状研究[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(增2): 424-430.
- [21] 李玉岐,魏婕,谢康和. 负孔压消散对坑底的回弹影响研究[J]. 长江科学院院报, 2005, 22(4): 52-55.
- [22] 杜金龙,杨敏. 软土基坑开挖对邻近桩基影响的时效分析[J]. 岩土工程学报, 2008, 30(7): 1038-1043.

(编辑: 王 慰)

Analysis of Deformation of Deep Excavation in Soft Clay Based on Time-effect Theory

HUANG Jue-hao^{1,2}, CHEN Jian^{1,2}, KE Wen-hui³, HUANG Xiang-guo³

(1.State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan 430071, China; 2.University of Chinese Academy of Sciences, Beijing 100049, China; 3.Wuhan Municipal Construction Group Co., Ltd., Wuhan 430023, China)

Abstract: Time-effect exists in the process of deep excavation due to the creep property of soft soil. In this article, the excavation process of a deep excavation in Ningbo city is simulated using SSC model and finite element software PLAXIS and the deformation characteristics of retaining structures and deep excavation are analyzed. Results revealed that the horizontal displacement of diaphragm wall, ground settlement and inner force of retaining structure increase with the increasing of construction time; while the rheological effect of foundation upheaval is not obvious. Secondly, the positions of the maximum horizontal displacement of diaphragm wall corresponding to various construction stages shift towards the deep with the increasing of excavation depth. However, the maximum ground settlement at different construction stages almost happens about 10m away from the pit wall. On this basis, an equation is established between cumulative maximum ground settlement and cumulative construction time. Moreover, curves of the bending moment and shear force of diaphragm wall vs. excavation depth at different construction stages are identical and display S-shape. Finally, support structure impeded the further development of the horizontal displacement of diaphragm wall and the ground settlement. The deformation of supporting structures and the sharp change of internal force could be effectively controlled by applying support in time. The conclusions offer guidance to the construction of deep excavation in Ningbo city to ensure the safety of construction process.

Key words: soft soil of Ningbo city; numerical simulation; time-effect; deep excavation; creep