

饱和砂土中打桩效应的有限元分析

陈海丰¹,施建勇²,朱 宁²

(1. 江苏建科建设监理有限公司,江苏 南京 210008;2. 河海大学岩土工程科学研究所,江苏 南京 210098)

摘要 运用 Crisp 程序,对饱和砂土中的打桩效应进行有限元分析.对桩周土采用线弹性、理想弹塑性 2 种本构关系以及圆柱孔扩张的应力边界条件法、圆柱孔扩张的位移边界条件法 2 种沉桩过程模拟方式分别进行组合计算,并对其中 3 种组合计算的超孔隙水压力、径向有效应力增量以及地面隆起等打桩效应的差异进行讨论.结果表明 运用理想弹塑性模型和圆柱孔扩张的位移边界条件法计算出的超孔隙水压力、径向有效应力增量以及地面隆起量等结果更为可靠.

关键词 打桩效应 有限元分析 圆柱孔扩张理论 线弹性模型 理想弹塑性模型

中图分类号 :TU473 文献标识码 :A 文章编号 :1000-1980(2006)05-0564-04

近年来,静压桩被大量应用于我国的高层建筑中.然而在计算分析静压桩施工过程对桩周土的影响时,土体的本构关系及相应的参数却难以准确确定,同时沉桩施工过程的模拟也较难实现,因此采取较为合理的土体本构关系模型和沉桩过程的模拟模型,是提高分析计算质量的前提条件.

在现有的本构关系中,用于砂土的模型有线弹性模型、邓肯-张模型、理想弹塑性模型、黄文熙的清华模型、Lade-Duncan 模型、Rowe P W 模型等^[1].而沉桩施工过程的模拟主要有圆柱孔扩张的应力边界条件法(应力边界条件法)、圆柱孔扩张的位移边界条件法(位移边界条件法)、Mabsout&Talsoulas 法^[2]和 Chopra &Dargush 法^[3].沉桩施工过程模拟方法与砂土本构模型有很多种组合方式,本文采用以下 3 种组合.组合 1,砂土为线弹性,弹性模量 E 不随深度变化,采用应力边界条件法模拟打桩过程.组合 2,砂土为线弹性,弹性模量 E 随深度线性增加,采用位移边界条件法模拟打桩过程.组合 3,砂土为理想弹塑性,弹性模量 E 及不排水强度 c_u 随深度线性增加,采用位移边界条件法模拟打桩过程.

本文采用由英国剑桥大学编写的,专门用于土体计算的 Crisp 有限元程序,模拟计算预制桩静压施工过程.假设桩长 18 m,桩径 0.3 m,地基为均匀饱和砂土,根据已进行的常规试验和有关资料^[4-5]确定相关参数.参数值见表 1.

表 1 砂土参数值
Table 1 Parameters of sand soil

土体指标	泊松比 ν	内摩擦角 $\varphi/(^\circ)$	c_u/kPa	有效密度 $\rho'/(\text{kg}\cdot\text{m}^{-3})$	K_0	接触面黏聚力 c/kPa	接触面摩擦角 $\varphi'/(^\circ)$	E/MPa	饱和密度 $\rho_{\text{sat}}/(\text{kg}\cdot\text{m}^{-3})$	K_p
参数值	0.4	35	51.2	1.02	0.6	1	20	5	2.02	3.69

1 3 种计算组合

1.1 组合 1

Huntsmas 等^[6]在模型槽试验中,对仪器贯入砂土时的侧向压力和摩擦力进行了测试,结果表明,摩擦力随侧压力的增大而增大.其后的现场测试资料表明,侧压力和摩擦力均随深度的加大而增加.

陈文^[7]根据大量实测资料、室内试验成果及极限平衡理论,假设桩侧压力和摩擦力均随深度线性增加,则

$$p_z = \rho_w gz + K_p \rho' gz \qquad \tau_{rz} = c + K_p \rho' gz \tan \varphi'$$

式中 p_z ——桩侧压力; τ_{rz} ——桩侧剪应力; ρ_w ——水密度; K_p ——土体被动土压力系数; c, φ' ——桩土界面的黏聚力和摩擦角; z ——深度.取 p_z, τ_{rz} 为应力边界条件,有限元网格划分如图 1(a)所示.

取距地面分别为 2.25 m,6.75 m,11.25 m,15.75 m 的桩周土层进行有限元分析.

1.2 组合 2

圆柱孔扩张理论^[8]假定打桩前土体中已经存在一初始半径为 a_0 的小孔,即近似用 $a_0 \sim 2a_0$ 的小孔扩张过程来模拟半径为 r_0 的桩的压入过程.由于扩张过程中摩擦力始终存在,故边界条件取应力边界条件和位移边界条件:

$$\tau_{rz} = c + K_p \rho' g z \tan \varphi' \qquad a_0 = r_0 / \sqrt{3}$$

网格划分如图 1(b)所示.

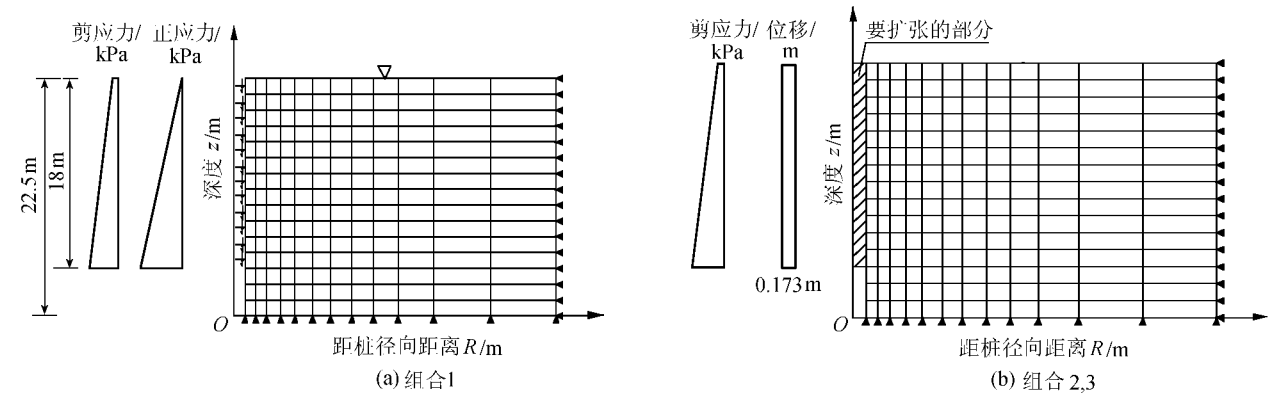


图 1 各组合的有限元网格划分

Fig.1 FEM mesh for each combination

砂土的弹性模量随深度基本呈线性增加.丁佩民^[4]通过试验得出松砂和中密砂的弹性模量随深度变化直线的斜率为 0.3 ~ 0.6 MPa/m,本文取 0.5 MPa/m.根据已进行的试验,桩周土的弹性模量表达式可写成:

$$E = 5 + 0.5 \times (13.5 - z)$$

1.3 组合 3

计算时边界条件和网格划分同组合 2.将组合 2 中的本构关系换成理想弹塑性,服从 Mohr-Coulomb 准则.假设 E, c_u 随深度呈线性增加,本文根据丁佩民^[4]的试验,取 c_u 随深度变化曲线的斜率为 1 kPa/m,表达式分别为

$$E = 5 + 0.5 \times (13.5 - z) \qquad c_u = 51.2 + 1 \times (13.5 - z)$$

2 计算结果分析比较

2.1 组合 1 与弹性理论解相比较

将沉桩过程视为空间轴对称问题,选用应力函数 $\varphi = Az^2 \ln r$,代入空间轴对称平衡方程.取沉桩后桩土界面径向应力 $p_z = \rho_w g z + K_p \rho' g z$ 为边界条件,则径向应力增量表达式为

$$\sigma_r = \frac{\partial}{\partial z} \left[\nu \nabla^2 \varphi - \frac{\partial^2 \varphi}{\partial r^2} \right] = \frac{2A}{r^2} z \qquad \nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}$$

代入边界条件后:
$$\sigma_r = \frac{r_0^2}{r^2} (K_p - K_0) \rho' g z$$

式中 A 为任意常数.

为了使组合 1 与弹性理论解的结果具有可比性,组合 1 只取正应力边界条件 $p_z = \rho_w g z + K_p \rho' g z$ 进行计算.比较组合 1 与弹性理论解 2 种方法计算得出的距地面 6.75 m,15.75 m 处的径向应力,如图 2 所示,两曲线吻合较好.弹性理论解和组合 1 均认为土体是线弹性,且边界条件相同,故两者计算结果较接近,说明 Crisp 程序可以用于桩扩张过程的计算模拟.

2.2 超孔隙水压力

如图 3 所示,3 种计算组合均显示出超孔隙水压力在桩土界面附近最高,最高值可达到甚至超过上覆土层的有效自重应力.随着

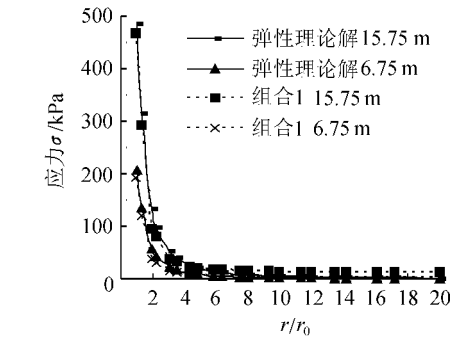


图 2 理论解和组合 1 径向应力的分布

Fig.2 Theoretical solution and calculated result of radial stress distribution for combination 1

与桩轴线距离逐渐增大,超孔隙水压力呈衰减趋势.而在桩轴向方向,超孔隙水压力有随深度呈线性增加的趋势.在同一深度上,组合3条件下的桩土界面超孔隙水压力最大,组合2次之,组合1最小,而组合1条件下的超孔隙水压力受深度影响较其他2种大.组合1在2倍桩径处超孔隙水压力逐渐减小为0,而组合2,3大约要到5倍桩径处才达到0.由此可以看出,位移边界条件法模拟打桩过程计算出的超孔隙水压力要比应力边界条件法的大,且影响范围广.理想弹塑性模型条件下的超孔隙水压力要比弹性模型的大50%左右.5倍桩径之后超孔隙水压力基本不受影响.文献[9]表明,超孔隙水压力在3.5~5倍桩径后降为0,组合2,3结果与文献[9]较吻合.

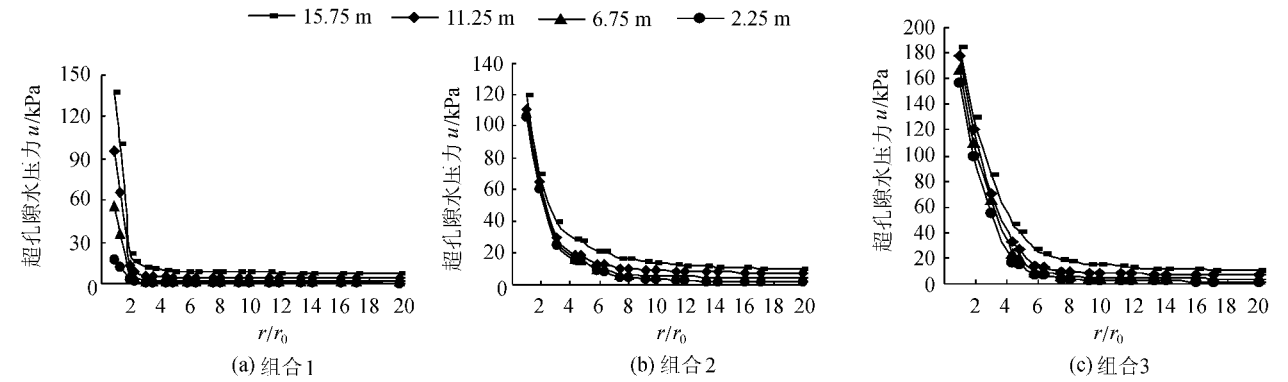


图3 超孔隙水压力在径向上的分布
Fig.3 Excess pore pressure distribution in radial direction

2.3 径向有效应力增量

如图4所示,与超孔隙水压力类似,径向有效应力增量在桩土界面处最大.在径向上,离桩轴越远,应力增量越小.在轴向上,应力增量随深度的增加而增加.同一深度组合2条件下的径向有效应力增量最大,组合3最小.这是因为土的有效应力在理想弹塑性模型条件下满足屈服准则后就不增加,而在弹性条件下会继续增加.由组合2,3可以看出,在桩侧同一深度上,理想弹塑性模型条件下的有效应力增量仅为弹性模型的一半左右.沉桩过程对桩侧土径向有效应力增量在径向上的影响范围组合2约为9倍桩径,组合3约为10倍桩径,而组合1的影响范围只有2倍桩径左右.文献[9]表明,桩土界面附近的径向有效应力 σ'_r 为 c_u 的4~5倍,径向应力改变范围达10倍桩径左右,理想弹塑性模型与之较吻合.

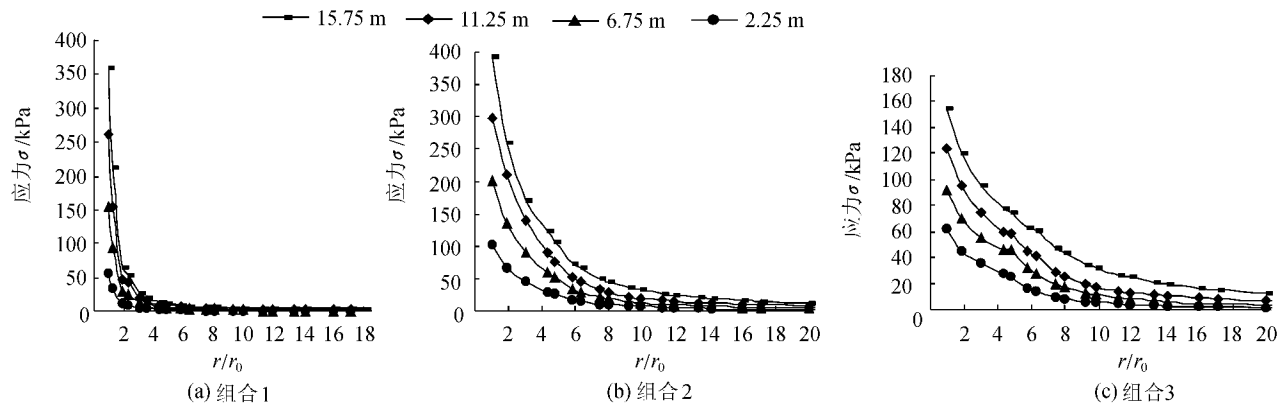


图4 径向有效应力增量的分布
Fig.4 Distribution of increments of radial effective stress

2.4 地面隆起

打桩引起的地面隆起也是桩基工程中被普遍关注的问题,因为严重的地面隆起会造成已有建筑物的破坏.图5为3种组合的隆起情况.由图5可以看出,组合1未发生隆起现象,桩周土在打桩过程中由于桩的拖拽作用产生向下位移.最大位移量发生在桩土界面上,打桩过程对桩周地面隆起量的影响范围为2~3倍桩径.而组合2,3均有隆起现象,最大隆起量与桩径的比值分别为7%,10%,发生在2倍和1.5倍桩径处.可以看出,理想弹塑性模型土的最大隆起量约为弹性模型的1.5倍左右.组合2的影响范围比组合3大,大约为4倍桩径,组合3为3倍桩径左右.Cooke等^[10]对长5 m、直径16.8 cm的试桩进行实测,结果表明,最大地面隆起量为桩径的6%,发生在距桩轴2倍桩径处.组合2,3的结果与Cooke的现场实测值较接近.而根据应力边

界条件法计算的结果中没有反映出隆起现象,与实际情况不符.

3 结 语

- a. 组合 1 取与弹性理论解相同的土体本构关系和边界条件时,两者计算结果吻合较好,说明 Crisp 程序可以用于桩扩张过程的计算模拟.
- b. 打桩产生的超孔隙水压力随着深度逐渐增加、与桩轴距离的逐渐增大而呈衰减趋势. 位移边界条件法模拟打桩过程计算所得的超孔隙水压力要比应力边界条件法的大,且影响范围广. 理想弹塑性模型条件下土所产生的超孔隙水压力为线弹性模型的 1.5 倍左右. 5 倍桩径之后超孔隙水压力基本不受影响.
- c. 桩的贯入主要对土产生径向挤压. 线弹性模型产生的径向有效应力增量大约为理想弹塑性模型的 2 倍. 因土不是线弹性材料,有明显的塑性性质,根据理想弹塑性模型计算的结果更为可靠.
- d. 沉桩会引起桩周土体隆起. 理想弹塑性模型土的最大隆起量大约是线弹性模型的 1.5 倍. 最大隆起量与桩径的比值为 7% ~ 10%, 发生在 1 ~ 2 倍桩径处. 而根据应力边界条件法计算的结果没有反映出隆起现象,与实际情况不符.
- e. 考虑土体塑性性质的超孔隙水压力、有效应力增量、径向位移等的计算结果较为合理.

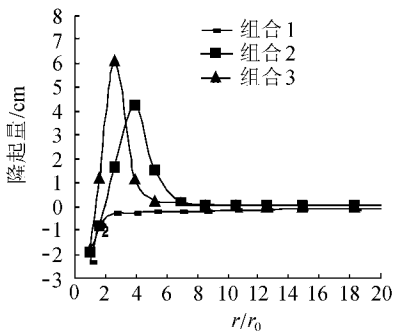


图 5 地面隆起量的分布

Fig.5 Distribution of increment of radial effective stress

参考文献:

[1] 钱家欢,殷宗泽. 土工原理与计算[M]. 2 版. 北京: 中国水利水电出版社,1996 30-82.
[2] MABSOUT M E,TASOULAS J L. A finite element model for the simulation of pile driving[J]. International Journal for Numerical Method in Engineering,1994,37 257-278.
[3] CHOPRA M B,DARGUSH G F. Finite-element analysis of time-dependent large-deformation problems[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics,1992,16 101-130.
[4] 丁佩民. 砂土中静压式模型桩沉桩试验及考虑挤密效应的桩土共同作用分析[D]. 南京: 河海大学,1998.
[5] 钱家欢. 土力学[M]. 2 版. 南京: 河海大学出版社,1995 53-84.
[6] HUNTSMAS S R, MITCHELL J K. Lateral stress measurement during cone penetration[J]. Use of in Suit Tests in Geotechnical Engineering, Clemence, ASCE,1986,40 617-634.
[7] 陈文. 饱和黏土中静压桩沉桩机理及挤土效应研究[D]. 南京: 河海大学,1999.
[8] CARTER J P,RANDOLPH M F,WROTH C P. Stress and pore pressure changes in clay during and after the expansion of cylindrical cavity[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics,1979,3 101-130.
[9] 许清侠,黄院雄. 有限元分析打桩及打桩后桩周土再固结[J]. 建筑科学,2000,16(1) 35-39.
[10] COOKE R W,PRICE G,TARR K. Jacked piles in London clay: A study of load transfer and settlement under working conditions[J]. Geotechnique,1979,29(2) 113-147.

Finite element analysis of pile-driving effect in saturated sand soil

CHEN Hai-feng¹, SHI Jian-yong², ZHU Ning²

(1. Jiangsu Jianke Project Management Corporation, Nanjing 210008, China ;
2. Geotechnical Research Institute of Hohai University, Nanjing 210098, China)

Abstract :The finite element analysis is performed by use of the Crisp program. Two constitutive relationships for soil around piles, i. e. the linear-elastic model and the ideal elastic-plastic model, and the two simulation modes for pile-driving process, i. e. the stress boundary condition method and displacement boundary condition method for simulation of the expansion of cylindrical cavity are adopted and combined for computation. Some differences in pile-driving effect, including the pore water pressure, increment of radial effective stress and land upheaval in three kinds of combination are discussed. It is concluded that the calculated results are more reliable if the combination of the ideal elastic-plastic model and the displacement boundary condition method is adopted.

Key words :pile-driving effect ;finite element analysis ;theory of cylindrical cavity expansion ;linear-elastic model ;ideal elastic-plastic model