

上硬下软型地基强度和变形特性研究

刘秀军

(中国石油大学(华东)规划建设办公室,青岛 266555)

摘要:通过对工程实例的有限元分析,研究了有软弱下卧层的双层体系地基的应力和变形特性.计算结果表明,地基中塑性区首先出现在交界面处的上层土中;随着荷载的增加,塑性区向交界面处上下土层均有扩展;由于下层土较软,塑性区扩展较快,最后当塑性区到达基础底面时,地基达到极限承载力.为区域性多层建筑基础设计中更好的把握软土强度和变形特性提供一种有效的分析方法,对特定条件下的地基评价具有理论和现实意义.

关键词:双层地基;有限元;Mohr-Coulomb;沉降

中图分类号:TU471.4

文献标志码:A

文章编号:1673-4602(2008)06-0037-05

Strength and Stability Analysis of the Double-Layer Subgrade with Rigid Upper and Soft Lower

LIU Xiu-jun

(Planning and Construction Administrative Office, China University of Petroleum(East China), Qingdao 266555, China)

Abstract: In this paper, the stress and deformation properties of a double-layer subgrade with a soft under layer are studied in terms of FEM. The results indicate that the plastic zone of subgrade appears in the upper layer soil of the interface, and then, it expands to the interface and both upper and lower layer with the increase of load, as the lower layer soil is soft, the plastic zone expands rapidly. Finally, when the plastic zone reaches the foundation bottom, the subgrade reaches its ultimate bearing capacity. According to the foundation design for the regional multi-storey buildings, this research provides an effective analytical method for a better understanding to the soft soil strength and deformation characteristics. The results serve the engineering design as references.

Key words: double-layer subgrade; FEM; Mohr-Coulomb model; settlement

0 引言

冲积成因的软土地区,上硬下软的土层组合是极为常见的地基类型之一。“宽基浅埋”在充分利用天然地基土强度的同时,也存在着产生较大沉降的隐患,特别是,当软弱土层位于地基主要受力层范围内时,情况更是如此.在工程实践中认识到,存在着软弱下卧层的双层体系的地基强度,不仅取决于上部土层(持力层)的强度,而且受到下部软弱层的应力应变特性的影响和控制^[1-4].针对上述问题,笔者利用大型有限元

收稿日期:2008-09-02

作者简介:刘秀军(1968-),男,山东海阳人.工程师,研究方向:工程造价、工程施工、地基基础、工程测量. E-mail: Liuxj@upc.edu.cn.

程序 Abaqus 对这一类地基进行了弹塑性分析,研究了荷载作用下该类地基中塑性区的产生和发展规律。

1 基本理论

1.1 双层地基承载力计算方法

双层地基是层状地基的一种特例,对于层状地基,当各层地基土的强度相差不太悬殊时,先按式(1)近似确定持力层的最大剪切深度 z_{\max} ,即

$$z_{\max} = \lambda B \quad (1)$$

式中: B 为基础宽度, m ; λ 为系数, $0.2 \leq \lambda \leq 2$, 根据各土层平均内摩擦角和荷载倾斜角查表确定。

其次,按式(2)计算持力层范围内土性指标 γ 、 c 、 ϕ 的加权平均值,即

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^n y_i h_i}{z_{\max}} \quad (2)$$

式中: \bar{y} 为地基土性质指标(γ 、 c 、 ϕ)的加权平均值, m ; n 为 z_{\max} 范围内土层数; y_i 和 h_i 分别为各层地基土的性质指标(γ 、 c 、 ϕ)和厚度, m 。

最后,用 z_{\max} 范围内地基土性质指标的加权平均值 $\bar{\gamma}$ 、 \bar{c} 和 $\bar{\phi}$ 计算确定层状地基的承载力。

对于坚实土层下部埋藏软弱土层的情况,当基底下部土层厚度与基础宽度之比较小时,此时在上部土层中将发生冲剪破坏,在下部土层中将发生整体剪切破坏,层状地基的承载力则由上、下部土层联合给出^[5]。

1.2 Mohr-Coulomb (莫尔-库仑) 屈服准则

Mohr-Coulomb 屈服准则能较好的描述土、岩石等材料的破坏行为,在岩土工程领域得到了广泛的应用,土力学中的边坡稳定、土压力和地基承载力这三大经典问题都直接或间接地借助这一准则。同时,该准则能反映岩土类材料的抗拉、抗压强度不同的 SD 效应对静水压的敏感性^[6]。

莫尔-库仑失效模型建立在绘制摩尔圆的基础上,破坏线是一条直线并且与摩尔圆相切。莫尔-库仑模型可以定义为:

$$\tau = c - \sigma \tan \phi \quad (3)$$

其中,规定 σ 在压缩的情况下为正值。对于摩尔圆,有:

$$\tau = s \cos \phi \quad (4)$$

$$\sigma = \sigma_m + s \sin \phi \quad (5)$$

由式(3)~式(5)可得:

$$s + \sigma_m \sin \phi - c \cos \phi = 0 \quad (6)$$

式中: $s = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$; $\sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$ 。

2 算例分析

2.1 有限压缩层地基模型

土体颗粒在沉积过程中的取向决定了土体在水平与竖向性质的不同,呈各向异性。但在每一层土体中,这种竖向不均匀性比各层之间的差异要小得多,为了计算的简便可假定土体在每一层中各向同性。对土来说,只能近似假定,土是松散的颗粒体,不能承受拉力。它在受压后,变形是由弹性变形和塑性变形组成的,并且塑性变形大于弹性变形。按地基的工作条件,主要是加载,通常总是受压的,同时,在基础的设计中,地基的承载力是有限制的,塑性变形只能在很小的范围内发生^[7]。

2.2 计算模型的建立

研究对象为上硬下软型双层地基,各层的计算参数如图 1 所示,上层土厚度为 $z = 0.72 \text{ m}$ 。利用对称性只取模型的一半来计算,基础长 $B = 1.44 \text{ m}$,计算模型的宽度和高度取 7.2 m 。

2.3 弹性分析

计算参数如下: $E_1 = 9\,819 \text{ kPa}$, $\mu_1 = 0.35$, $k_{01} = 0.53$; $E_2 = 940 \text{ kPa}$, $\mu_2 = 0.4$, $k_{02} = 0.33$ 。

由有限元算得基础中心点下地基土的最大沉降为 0.146 m。根据地基土的变形模量,可利用式(7)和式(8)求得两层土的压缩模量:

$$E_{s1} = E_1/k_{01} = 9\ 819/0.53 = 18\ 526\ \text{kPa} \quad (7)$$

$$E_{s2} = E_2/k_{02} = 940/0.33 = 2\ 848\ \text{kPa} \quad (8)$$

地基的最终变形量 s 按《建筑地基基础设计规范》(GB 5007-2002)中给出的公式计算,即:

$$s = \psi_s \sum_{i=1}^n \frac{p_0}{E_{si}} (z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}) \quad (9)$$

式中: ψ_s 为沉降计算经验系数,取为 1.4; p_0 为基础底面附加压力,取为 100 kPa; E_{si} 为第 i 层土的压缩模量; z_i 为基础底面至第 i 层土底面的距离; $\bar{\alpha}_i$ 为第 i 层土的平均附加应力系数,可按《建筑地基基础设计规范》(GB 5007-2002)附录 K 中查取。

取 $n=2$,按照式(9)即可计算出基础中心点的沉降量 $s=0.129\ \text{m}$ 。

矩形均布载荷作用下土中竖向附加应力 s_z 的计算公式为:

$$s_z = k_z p_0 \quad (10)$$

式中: k_z 为附加应力系数; p_0 为基础底面附加压力,取为 100 kPa。

根据式(10)可以求得双层地基分界面中点的最大附加应力。双层地基力学性质参数 $\nu = \frac{E_1}{E_2} \frac{1-\nu_2^2}{1-\nu_1^2} = \frac{9\ 819}{940} \times \frac{1-0.4^2}{1-0.35^2} = 10$, 而 $\frac{z}{B/2} = \frac{0.72}{0.72} = 1$, 查《建筑地基基础设计规范》(GB 5007-2002)可得分界面中点最大附加应力系数 $k_z=0.58$, 所以 $s_z=0.58 \times 100=58\ \text{kPa}$, 有限元计算值为 59.521 kPa, 计算值和精确解相近。

根据图 1 所示的地基计算模型,利用大型有限元程序 Abaqus 计算得到图 2—图 4 所示的分布云图,由分布云图可以看出:在沿基底中心点 z 向,水平应力的分布在两层地基交界处处发生显著变化,上层土水平应力为拉应力,而下层土水平应力变为压应力;竖向应力在上层土中变化坡度较陡,而在下层土中变化坡度较为平缓,可看出在两层地基交界处应力出现扩散现象。

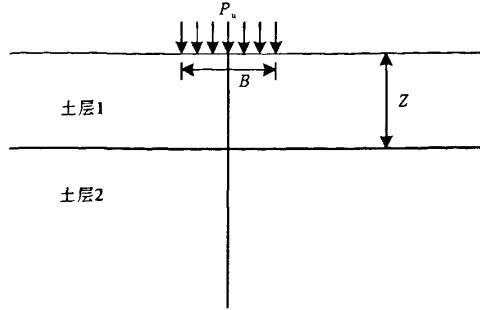


图 1 地基计算模型

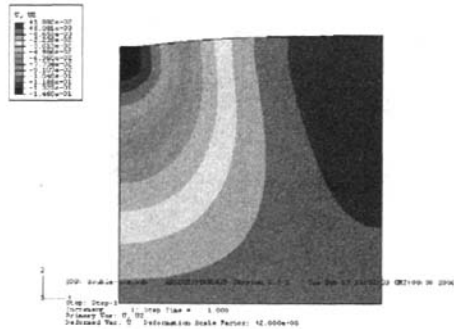


图 2 地基沉降分布云图

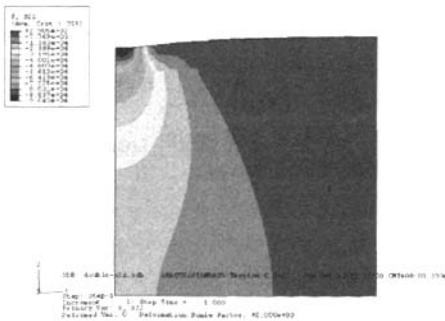


图 3 竖向应力分布云图

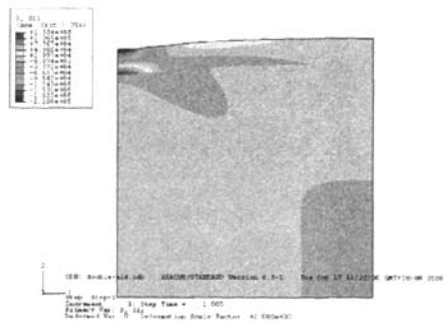


图 4 水平应力分布云图

2.4 弹-塑性分析

弹-塑性分析采用的地基模型和计算模型见图5和图6,计算参数如下; $D_f=1.5\text{ m}$, $Z=0.72\text{ m}$; $E_1=9\ 819\text{ kPa}$, $\mu_1=0.35$, $\gamma_1=18\text{ kN/m}^3$, $c_1=29.2\text{ kPa}$, $\varphi_1=14^\circ$; $E_2=940\text{ kPa}$, $\mu_2=0.4$, $\gamma_2=18\text{ kN/m}^3$, $c_2=7\text{ kPa}$, $\varphi_2=13^\circ$.

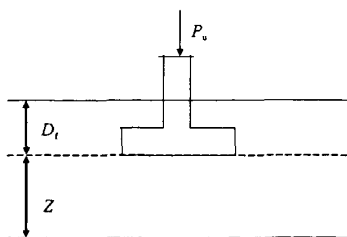


图5 地基模型

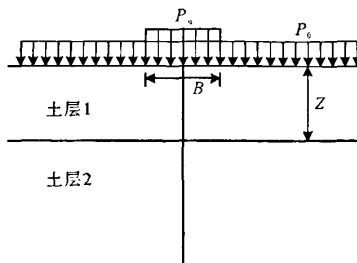


图6 计算模型

采用 Mohr-Coulomb 屈服准则,经过有限元运算得到:当基底压力接近 52 kPa 时,地基土出现塑性的临界状态,当基底压力大于 66 kPa 时,计算结果开始不收敛。

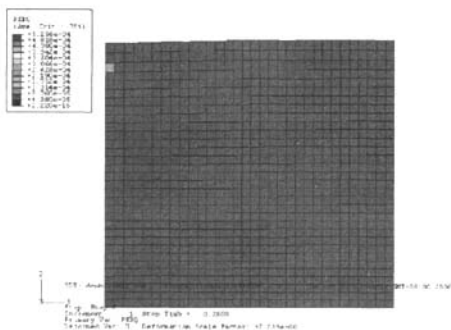


图7 $P_0=25\text{ kPa}$ 时塑性应变分布

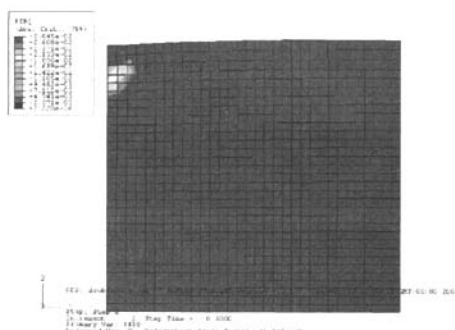


图8 $P_0=50\text{ kPa}$ 时塑性应变分布

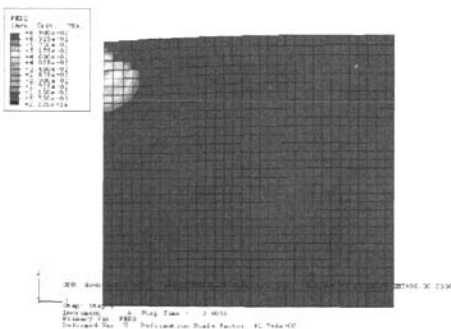


图9 $P_0=60\text{ kPa}$ 时塑性应变分布

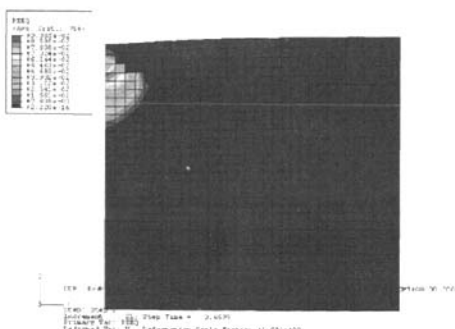


图10 $P_0=66\text{ kPa}$ 时塑性应变分布

当基底压力为 25 kPa 时塑性区开始出现,如图7所示,随着基底压力的增大,塑性逐渐增大.图8和图9分别为基底压力为 50 kPa 和 60 kPa 时地基的塑性区分布图,可以发现:地基中塑性区首先出现在交界面处的上层土中(硬土层);随着荷载的增加,塑性区向交界面处上下土层均有扩展;由于下层土较软,塑

性区扩展较快,最后当塑性区到达基础底面时(见图10),地基达到极限承载力而丧失稳定性,当基底压力为66 kPa时计算开始不收敛。

此外,经过计算,得到各级荷载作用下基础中心的沉降和地基的最大塑性应变,并作出如图11和图12所示的 P_u-u 和 $P_u-\epsilon_{max}$ 曲线。由图11可以看出,当荷载较小时,基础中心沉降值与荷载成线性关系, P_u-u 曲线为直线,随荷载的增加,由于地基土的塑性发展, P_u-u 曲线偏离直线成为曲线,基础中心沉降值与荷载变为非线性关系。由图12可以看出,当荷载较小时,地基土塑性应变处于稳定发展阶段,随着荷载的增加,塑性区扩展加快,塑性应变处于不稳定发展阶段,最终演变为不收敛。

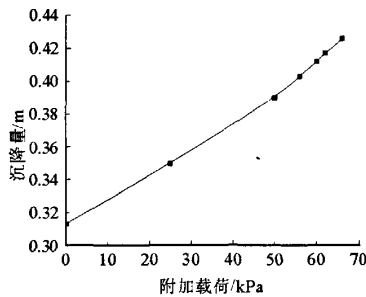


图11 P_u-u 基础中心沉降曲线

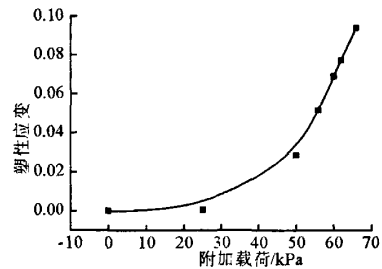


图12 $P_u-\epsilon_{max}$ 地基最大塑性应变曲线

3 结论

(1)有限元法对于研究双层地基是可取的,能反映一定的规律,具有一定的参考性,但有一定的误差,没有考虑固结影响。

(2)拉应力区出现在交界面处的上层土中,随着荷载的增加,拉应力区继续向上层土扩展,当荷载达到一定大小的时候,交界面处下层土层开始出现拉应力区。

(3)地基中塑性区首先出现在交界面处的上层土中,随着荷载的增加,塑性区向交界面处上下土层均有扩展。

参考文献(References):

- [1] 谢树彬. 双层地基的稳定性分析[J]. 土工基础, 1997, 11(1): 1-7.
XIE Shu-bin. Stability Analysis of Double-Layer Subgrade[J]. Soil Engineering and Foundation, 1997, 11(1): 1-7.
- [2] 蔡江东. 双层地基中软弱土层变形性状分析[J]. 四川建筑, 2003, 23(6): 25-26.
CAI Jiang-dong. Deformation Analysis of Soft Soil Layer in Double-Layer Subgrade[J]. Sichuan Architectural, 2003, 23(6): 25-26.
- [3] 费涵昌, 王广欣, 曹来发, 等. 双层地基的变形与沉降[J]. 同济大学学报, 1995, 23(3): 288-293.
FEI Han-chang, WANG Guang-xin, CAO Lai-fa, et al. Deformation and Settlement of Double-Layer Subgrade[J]. Journal of Tongji University, 1995, 23(3): 288-293.
- [4] 孙翔, 刘新荣, 张永兴. 上硬下软双层地基有限元分析[J]. 重庆建筑大学学报, 2004, 26(4): 41-44.
SUN Xiang, LIU Xin-rong, ZHANG Yong-xing. Analysis of the Double-Layer Subgrade with Rigid Upper Layer and Soft Lower Layer by FEM[J]. Journal of Chongqing Architecture University, 2004, 26(4): 41-44.
- [5] 钱家欢, 殷宗泽. 土工原理与计算[M]. 北京: 中国水利电力出版社, 1996.
QIAN Jia-huan, YIN Zong-ze. Principle and Calculation on Geotechnical Engineering[M]. Beijing: China Water Power Press, 1996.
- [6] 廖红建, 王铁行. 岩土工程数值分析[M]. 北京: 机械工业出版社, 2006.
LIAO Hong-jian, WANG Tie-hang. Numerical Analysis of Geotechnical Engineering[M]. Beijing: China Machine Press, 2006.
- [7] 门楷. 建筑地基沉降计算方法的评价[J]. 青岛理工大学学报, 2006, 27(5): 30-33.
MEN Kai. Assessment of Calculating Methods of Subsoil Deformation[J]. Journal of Qingdao Technological University, 2006, 27(5): 30-33.

(英文校审 高嵩)