

比奥固结理论在堆载预压加固工程场地中运用

徐书平¹, 刘祖德²

(1. 中冶集团武汉勘察研究总院, 湖北 武汉 430080; 2. 武汉大学 土建学院, 湖北 武汉 430072)

摘要: 运用平面应变比奥固结有限单元法, 对南京某钢铁厂江边原料厂采用堆载预压结合塑料排水板处理的软土地基进行了计算, 得到了较为理想的效果。计算中将塑料排水板合理地简化成等效砂墙, 理论计算结果与实测结果吻合较好。验证了计算方法是合理可行的。

关键词: 比奥固结理论; 有限单元法; 堆载预压; 塑料排水板; 等效砂墙

中图分类号: TU 223 **文献标识码:** A

Application of Biot's consolidation theory to improving soft ground by preloading method

XU Shu-ping, LIU Zu-de

(1. Wuhan Central Institute of Geotechnical Investigation, Wuhan 430080, China;

2. School of Civil and Architectural Engineering, Wuhan University, Wuhan 430072, China)

Abstract: A method, drainage with plastic board, was used to improve the soft ground by preloading method for a row material site of a certain steel-iron factory at the bank of the Yangtze river; and it has yielded good results. In this paper, FEM of Biot's consolidation theory is applied to calculate the consolidation of foundation. The plastic board is rationally simplified to equivalent sand-wall. The measured results are favorably coincident with the numerical results; and that verifies feasibility of the computational method.

Key words: Biot's consolidation theory; FEM; preloading method; plastic drainage board; equivalent sand-wall.

1 前言

堆载预压结合塑料排水板加固软土地基, 在国内外已得到广泛运用。但把计算所得的理论结果与实测值对比来评价计算结果的可靠程度, 并不多见。塑料排水板作为竖向排水体, 可以加速土体的固结。在平面应变比奥固结有限元分析中, 一般都将塑料排水板简化为垂直于计算断面的等效砂墙^[1, 2]。其中, 文献[2]按在同样时间内达到相同固结度作为等价条件, 并导出了等效后水平向渗透系数与土体水平向渗透系数的关系。根据上述原则, 对南京某钢铁公司江边原料厂堆载预压加固地基进行了有限元计算分析, 所得的结果与实测值吻合较好。

2 工程概况

工程场地位于南京某钢铁公司江边原料厂。在正式用作原料厂使用前, 场地内广泛堆有6 m左右的矿渣等废料, 因此, 作原料厂使用时, 必须先清除场地内的废料。工业废料的堆积时间一般在5~6年以上, 局部地段时间更长。厂方要求原料厂建成后, 其矿粉堆高最大设计高度为13 m。按矿粉的重度 $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$ 计, 即最大荷载强度可达300 kPa, 而场地的地基承载力本身满足不了设计要求, 因此, 在经过对地基加固方案比选后, 决定采用堆载预压结合塑料排水板的方法对场地进行处理, 保证在每级加荷后场地的地基稳定性。

为此，对场地进行了比奥固结有限元计算分析。地基各土层物理力学指标见表1。场地计算断面的地质剖面图如图1所示，地下水位在地面下3.0 m，场地设计断面图如图2所示。塑料排水板打设长度为18.0 m，间距为2.0 m，采用正三角形布置，第一阶段加载高度为6.3 m，料堆加载过程如图3所示。

表1 地基各土层的物理力学指标

Table 1 Physico-mechanical indexes of soil layers of foundation									
土层 代号	土名	状态	厚度	γ / kN·m ⁻³	w / %	w _L / %	I _p	w _p	e
2	素填土	稍密	4	19.4	25.	34	0.4	1	0.7
			6						
3	粉煤灰	稍密	2	15.4	52.	52.	1.0	1	1.2
			9						
4	粉质粘土	软塑	4	18.3	34.	37.	0.8	1	0.9
			9						
5	粉土夹层	可塑	7	18.2	30.	33.	0.7	1	0.9
			3						
6	粉细砂	中密	4	18.2	28.				0.9
			2						
7	粉质粘土	可塑	3	18.5	32.	37.	0.6	1	0.9
			1						
8	淤泥质粉质粘土	流塑	1	17.8	39.	36.	1.1	1	1.1
			3						
			5						

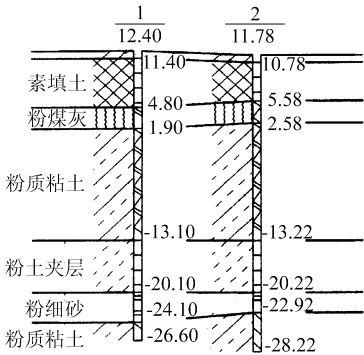


图1 计算断面地质剖面图
Fig.1 Geological profile

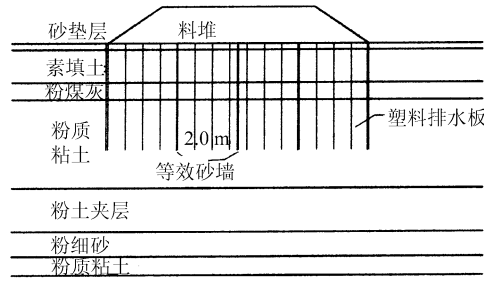


图2 设计断面图
Fig.2 Design section

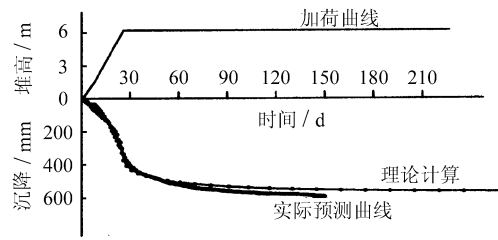


图3 加载图
Fig. 3 Loading curve

3 比奥固结方程与应力应变关系

对于平面应变问题，比奥固结微分方程^[3]可写为

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma'_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + \frac{\partial u}{\partial x} &= 0 \\ \frac{\partial \sigma'_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} &= -r \\ \frac{k_x}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{k_z}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \frac{\partial}{\partial t} (\epsilon_x + \epsilon_z) &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

式中 σ'_x , σ'_z 为有效应力; τ_{xz} 为剪应力; u 为超孔隙水压力; k_x , k_z 为土的渗透系数。

土层的应力-应变关系根据土层的应力历史特点按文献[4]采用如下式

当 $P \leq P_c$ 时

$$k_t = \frac{2.303(1+e_o)}{C_e} p \quad (2)$$

当 $P > P_c$ 时

$$k_t = \frac{2.303(1+e_o)}{C_e} p \quad (3)$$

$$G_t = \frac{3(1-2\nu)}{2(1+\nu)} k_t \quad (4)$$

式中 P 为平均应力; P_c 为前期固结压力; e_o 为初始孔隙比; C_c 为压缩指数; C_e 为回弹指

数； ν 为泊松比。

实际运用式（3）时，常用 P_c 来代表 P ，主要是基于在某一超固结土层中， P_c 为常量，而对于埋深较大的土层而言，变化并不大，而相应地在编程计算过程中，则大为简化。然而土体的平均应力从上而下是随深度增加的，因此，取 P_c 替代某点平均应力 P ，所得的计算结果要偏小。 C_c 和 C_e 如图4所示。

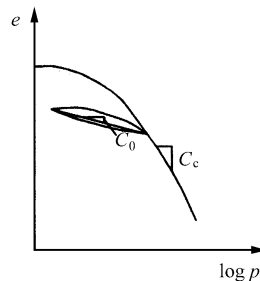


图4 压缩回弹曲线

Fig.4 Compression-rebound curve

4 塑料排水板的处理

由于平面应变有限元求解方法无法考虑竖向排水体排水的空间作用，因此，将竖向排水体简化成等效的砂墙进行计算。计算时首先将塑料排水板转化为等效的砂井，对于截面宽度为 b ，厚度为 δ 的塑料排水板，其当量换算直径 D_p ^[5]可按下式计算

$$D_p = \alpha \frac{2(b + \delta)}{\quad} \quad (5)$$

式中 α 为换算系数， $\alpha = 0.75$ 。

对于工程中采用的塑料排水板 $b = 10 \text{ cm}$ ， $\delta = 0.4 \text{ cm}$ ，则 $D_p = 5 \text{ cm}$ 。将塑料排水板简化成等效宽度为 5 cm 的排水砂墙，取砂墙间距为 8.0 m ，砂墙之间设置三排结点，按文献[2]式（27），计算得到深度在 18 m 范围内土层：素填土、粉煤灰，软塑粉质粘土的渗透系数为 $K_x = (2.0 \sim 2.15) k_r$ ，取 $K_x = 2.0 k_r$ 。对于等效砂墙，不考虑井阻作用，即当作透水边界。

5 计算及成果分析

该工程地基固结有限元计算所划分的网格如图5所示。根据现场取样、室内试验，统计有关参数取如表2所示。其中对于 C_c 、 C_e 的取值，根据文献[5]中魏汝龙指出， C_c 和 C_e 在压缩试验中由于三轴仪活塞摩阻的影响，不能给出准确的值，特别是对 C_e 而言，总是小于实际值。因此，在采用参数时， C_c 、 C_e 是取的标准值。

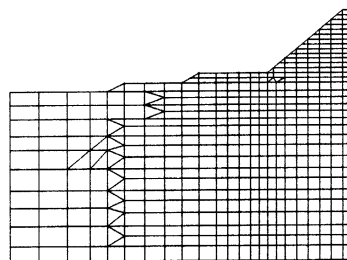


图5 有限元网格计算图

Fig.5 The mesh of FEM

表2 地基土层有限元计算参数

Table 2 FEM calculation parameters of soil layers

土层号	C_c	C_c	e	P_c / kPa	φ^0	μ	$k_v \times 10^{-6}$ /cm·s ⁻¹	$k_h \times 10^{-6}$ /cm·s ⁻¹
2	0.02	0.21	0.7	19	29.	0.3		
	0	4	5	6	0	4	0.20	2.1
3	0.02	0.38	1.1	31	28.	0.2		
	0	6	3	0	0	3	160.0	65.0
4	0.03	0.30	0.9	20	32.	0.3		
	0	0	8	0	0	5	3.6	0.54
5	0.02	0.25	0.9	33	36.	0.3		
	1	6	2	6	0	3	20.0	6.0
6	0.03	0.29	0.9	43	40.	0.2		
	2	4	1	0	0	6	18.0	530.0
7	0.03	0.31	0.9	48	32.	0.3		
	0	0	1	6	0	0	0.82	8.6
8	0.05	0.34	1.1	10	28.	0.3		
	0	0	0	5	0	8	2.5	0.8

对于矿粉和1层垫层假设为通常的线性材料，泊松比 = 0.25。由于堆料不是研究对象，故其E值的选取有任意性，但宁取较小的值，否则在料堆与地基的共同作用下，将使料堆中心附近的变形量偏小，计算中料堆的E = 1 500 kPa。

计算得到断面地表中心沉降时程曲线如图3所示，表3给出了理论计算结果和现场实测值；图6给出了相应的地表沉降理论计算曲线和实测曲线。图7为料堆中心线下22 m处的孔压时程曲线，图8，9分别为t = 31，91d时地基土层内的超孔隙压力分布图，图10为计算的t = 28，260 d时料堆坡脚下水平位移变化情况。

对比计算结果与实测结果可知，地表变形和沉降时程都较为吻合，说明所用的应力-应变关系和对塑料排水板的处理对该工程场地是合适的。图8和图9可以看到地基土固结变化的情况。超孔隙水压力由于塑料排水板的插入消散很快，在孔隙水压力

表3 地表沉降实测值与计算值对比

Table 3 Measured settlements and calculated settlements

类型	位置/ m									
	sett	leme	nts	类型	位置/	m				
.0•3.0	6.0•9	.0•15	.0•17	.0•23	.0		实测	cm•6		
62.3•59	.7•53	.1•44	.3•31	.5•18	.3		计算	cm•5		

4•55.9•52.1•46.3•30.1•25.9•16.2 注：①位置是指偏移料堆中心线的距离，如图6所示；②实测值为堆高6.3 m历时1

5

0

d

所观测的沉降量；③理论值为堆高6.3 m后的最终的沉降值。 图6 计算剖面地表沉降曲线 Fig.6 The surfac

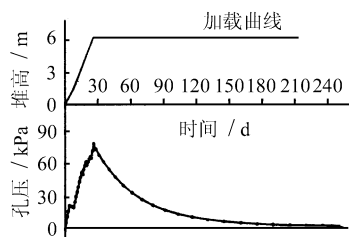


图7 计算断面中心下22 m处超孔隙水压力时程

Fig.7 The time-excess hydrostatic pressure curve underground 22 m

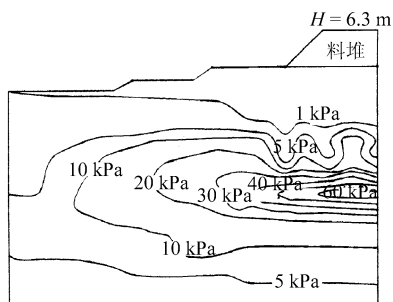


图8 堆高6.3 m时超孔隙水压力等值线图($t = 31d$)

Fig.8 Contour lines of excess hydrostatic pressures at loading 6.3 m ($t = 31d$)

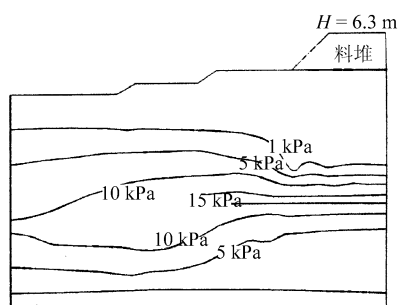


图9 堆高6.3 m时超孔隙水压力等值线图($t = 91d$)

Fig.9 Contour lines of excess hydrostatic pressures at loading 6.3 m ($t = 91d$)

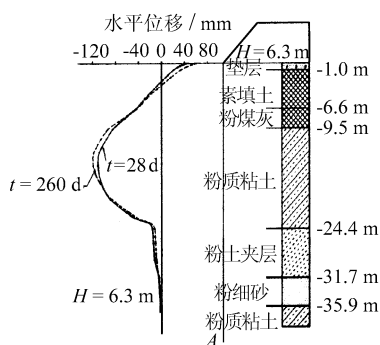


图10 料堆坡脚下水平位移曲线图

Fig.10 The horizontal displacements curve at the toe

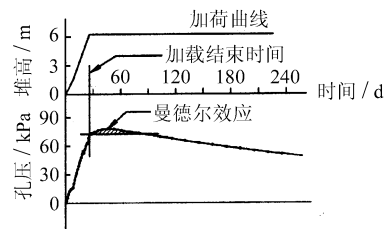


图11 计算断面中心下22 m处超孔隙压力时程曲线图

Fig.11 The time-excess hydrostatic pressure curve beneath 22 m of the middle point

时程中看不到曼德尔效应。图11为粉煤灰、软塑粉质粘土、粉土夹层的渗透系数缩小10倍时与图7同一结点所得的超孔隙水压力时程曲线，从图中可以见到典型的曼德尔效应。

6 结 语

(1) 土层的应力-应变关系方面 对于具有超固结性的土层组合，采用文中所建议的应力-应变关系，可以得到与实测值十分相近的结果。

(2) 孔隙水压力消散和固结度方面 由于在地基中插入塑料排水板，孔隙水压力消散较快。将塑料排水板等效为砂墙，所得的超孔隙水压力计算结果与实测值很难对比，计算值只能理解为平均意义上概念。另外，实测的孔隙水压力值取决于观测的位置与塑料排水板的相对远近。所以，将实测超孔隙水压力与计算结果比较是没有意义的。至于固结度，是一个因时因地的量，很难象一维的那样给出一个定值。用孔隙水等值线图可以形象地给出固结度的变化情况。

(3) 曼德尔效应 在有复合排水体的地基土中，计算结果中看不到曼德尔效应；只有当渗透系数较小时，计算结果才能反映出该效应。另外，计算所取的时间步长过大，计算结果同样也不会出现该效应。

通过与工程实测值的对比，本文提出的计算方法是合理可行的，有效地指导了现场的加载施工，保证了地基土在加载过程中的稳定性，为后续加载提供了条件。

参 考 文 献

- [1] 沈珠江, 易进栋. 海滩软土路基的固结分析[J]. 岩土工程学报, 1987, 9(6): 39—45.
- [2] 赵维炳, 李松泉, 雷国辉, 等. 土工织物的加筋与塑料排水板联合加固软基的计算方法研究[J]. 岩土工程学报, 1998, 20(3): 61—65.
- [3] 钱家欢, 殷宗泽. 土工原理与计算(第二版)[M]. 北京: 水利电力出版社, 1994.
- [4] 魏汝龙. 软粘土的抗剪强度和变形[M]. 北京: 人民交通出版社, 1987. 9.
- [5] 《地基处理手册》编写委员会编. 地基处理手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社. 1982.