

第 四 篇

土体工程中流变问题 的应用实践

第 9 章 两维流变问题工程实例计算

§ 9.1 某高层住宅大楼箱基沉降分析

某高层住宅大楼是一幢采用补偿式箱形基础的十二层高层建筑。原国家建委建筑科学研究院地基所会同上海四个单位对该建筑进行了较为系统的岩土工程监测,积累了较为丰富的实测资料。笔者将该工程实例作为本节的算例,主要是考虑它具备以下几个方面的条件(1)地层剖面具有代表性(2)在软土地区采用箱形基础作高层建筑的基础具有较好的经济效益(3)该工程竣工投入使用已有 10 余年,并积累了丰富的实测数据,因而,理论分析与计算的结果具有对比分析的参照值。

9.1.1 工程的地层概况

工程的建筑场地原为 1~2 层房屋,地势尚平坦,平均天然地面的标高为 -0.800m(绝对标高为 +3.400m)。地下水位离地面平均约为 1.00m。钻孔三个,其钻孔地层剖面柱状图以及相应于各土层的主要物理力学性质指标见图 9.1-1。

序号	深度 (m)	厚度 (m)	柱状图	土 层	厚 度 (m)	含水量 w (%)	重度 γ (10kN/ m ³)	孔隙比 e	压缩 系数 α_{1-2} (10 ⁻¹ MPa)	压缩 模量 E_{1-2} (10 ⁻¹ MPa)	内摩 擦角 φ (度)	内聚力 c (10 ⁻¹ MPa)
1	1.2	1.2		填土层	1.2~1.5	—	—	—	—	—	—	—
2	3.2	2.0		褐黄色砂 质粉土	2.0~2.3	33.2	1.88	0.914	0.026	71.5	22.5	0.10
3	11.2	8.0		灰色淤泥质砂质粉土 (类粘土层)	8.0~8.3	38.6	1.82	1.088	0.029	71.7	23.8	0.06
4	18.4	7.2		灰色粘土层 (夹薄层粉砂)	7.2~7.8	42.4	1.78	1.196	0.088	23.5	11.8	0.11
5	24.6	6.2		灰色粉 质粘土	6.2~7.0	33.9	1.86	0.973	0.047	40.2	13.0	0.17
6	27.4	2.8		暗绿色粘土	2.8~3.2	24.3	2.01	0.702	0.021	79.5	15.5	0.42
7	28.5	0.9		草黄色粘土	0.9~1.4	24.3	2.00	0.700	0.020	83.5	21.0	0.32
8				草黄色砂 质粉土	未 穿	32.8	1.89	0.954	0.020	96.0	27.8	0.09

图 9.1-1 地层钻孔剖面柱状图

9.1.2 结构与基础情况

本工程是由南楼(13层)和北楼(12层)两个单元组成的住宅建筑。两楼的连接体系用能自由沉降的悬挑结构,沉降缝宽为10cm。南北楼的上部结构均采用装配式框架-剪力墙结构(现浇注)。结构的剖面图见图9.1-2,本节着重以北楼的长期沉降量为例来开展计算分析与讨论。

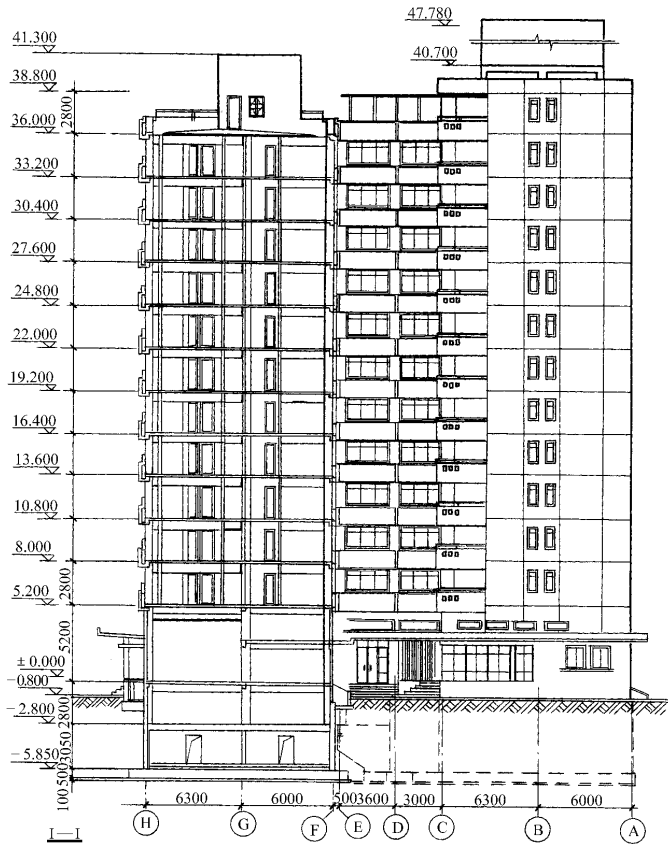


图 9.1-2 结构剖面图

本工程采用天然地基,两层地下室,箱形基础,基础的结构平面如图9.1-3。底层室内地坪标高为±0.000m,室外地面标高为-0.800m,基底标高为-6.450m。北楼地下室的平面外包尺寸为55.80m×12.50m,底板四周均挑出0.90m,基础平面尺寸为57.60m×14.30m,基础高度为3.65m,基础埋深为5.65m。

北楼的基底总压力 $p = 156.1 \text{ kN/m}^2$,基底附加应力 $p_0 = 50 \text{ kN/m}^2$ 。基底下面压缩层的平均模量为 3.67 MPa_0 。

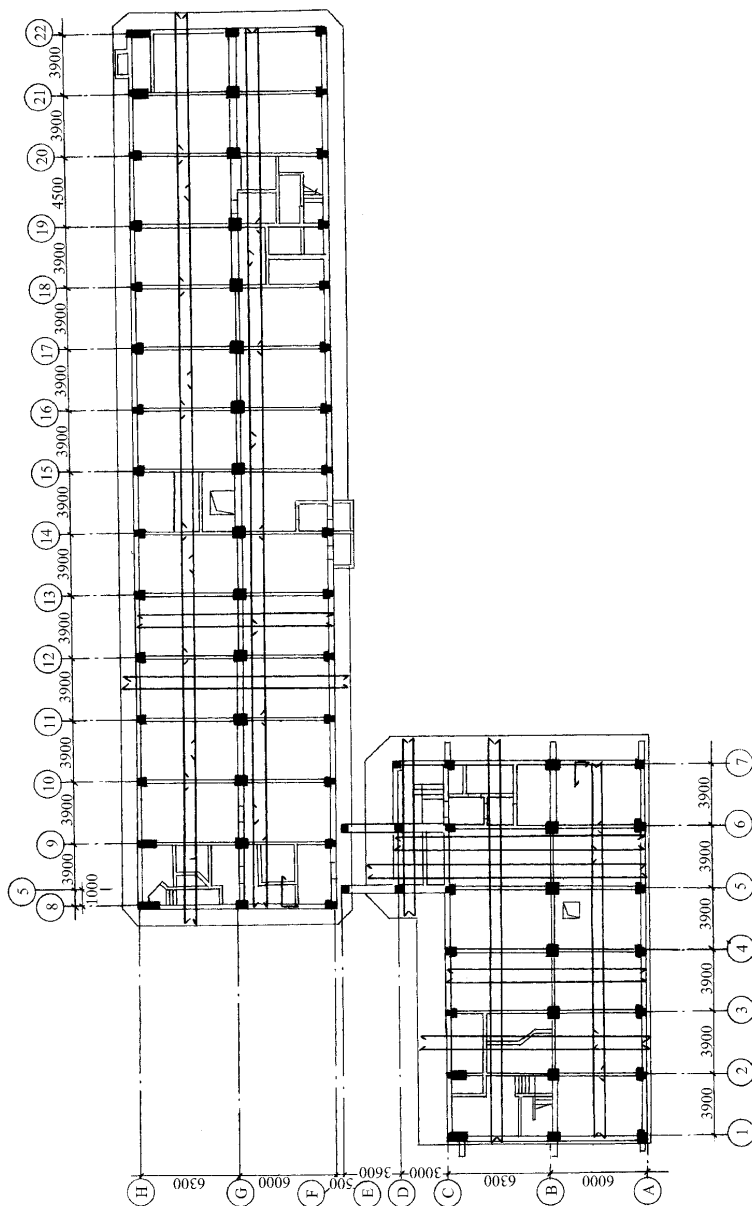


图 9.1-3 基础结构平面图 (上部为北楼基础平面图)

9.1.3 施工及监测概况

本工程自 1976 年 3 月份开始打钢板桩 ,中途因故暂停施工。5 月初开始井点降水 ,同年 12 月底土建竣工。土建工期约为 10 个月左右。

为解决施工过程中碰到的一些实际问题 ,并结合工程对地基基础进行比较全面的研究 ,采用了一些岩土工程的监测手段 ,对降水曲线、地基回弹、基础沉降、压缩层厚度、基底反力和水浮力及基础应力进行了现场量测。并在邻近的建筑物埋设了沉降标 ,以观测本工程对邻近建筑物的影响 ,有关的实测数据将在后面进行分析与讨论。

9.1.4 工程算例的计算模式及参数

如前所述 ,基础平面的长宽比为 $57.60/14.30 = 4.03$,为方便起见可将问题简化为二维平面应变问题。考虑其水平的影响范围为距建筑物 $2B$ (B 为基础宽度)的区域 ,即水平方向的计算区域为 71.5m 。在竖直方向上 ,考虑距地表为 25.0m 以内的区域 ,即正好是暗绿色土层以上土层。因此 ,计算区域为 $71.5\text{m} \times 25.0\text{m}$ 。

基底附加应力 P_0 为 $50\text{kN}/\text{m}^2$,计算区域的两侧边界以及底部边界考虑作为固定边界 ,即在该边界上位移量为零。

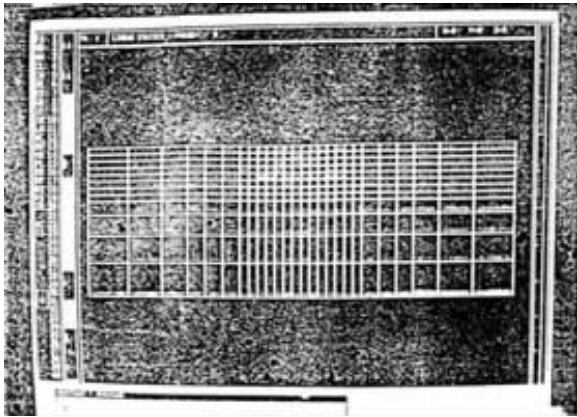
土体的主要计算参数如下 :

$$\begin{aligned} E &= 3.6 \times 10^6 \text{Pa} \\ \mu &= 0.4 \\ \rho &= 1.8 \times 10^2 \text{MPa} \end{aligned}$$

基础的主要参数如下 :

$$\begin{aligned} E &= 3.6 \times 10^{10} \text{Pa} \\ \mu &= 0.2 \\ \rho &= 2.4 \times 10^2 \text{MPa} \end{aligned}$$

选用四边形 8 结点等参单元。在考虑了上述诸因素之后 ,通过运行 PIGS ,采用人机对话 ,再加入必需的模块 ,即可自动生成为 PAFEC 所接受的适合于地基基础流变问题分析的数据模块 shi. dat。在 $71.5\text{m} \times 25.0\text{m}$ 的计算网格内 ,共计结点 1017 点 ,单元 312 个 ,其中地基土单元 262 个 ,基础单元 50 个。见照片 9.1-1。



照片 9.1-1 计算网格划分模式

9.1.5 蠕变模型及其参数

由于在基础以下的土体压缩范围内,主要是淤泥质类土。为简化起见,考虑影响范围内单一土层。土的蠕变规律符合第4章第1节建立的S-9流变本构模型。

在一维状态下

$$\epsilon(t) = J(t) \sigma_c \quad (9.1-1)$$

$$(1) \text{ 当 } \sigma_c < \sigma_{s1} \text{ 时, 不考虑蠕变; } \quad (9.1-2a)$$

$$(2) \text{ 当 } \sigma_{s1} \leq \sigma_c < \sigma_{s2} \text{ 时,}$$

$$J(t) = \frac{1}{E_H} + \frac{1}{E_1} \frac{\sigma_c - \sigma_{s1}}{\sigma_c} (1 - e^{-E_1 \nu \eta_1}) + \frac{1}{E_2} \frac{\sigma_c - \sigma_{s1}}{\sigma_c} (1 - e^{-E_2 \nu \eta_2}) \quad (9.1-2b)$$

$$(3) \text{ 当 } \sigma_{s2} \leq \sigma_c < \sigma_p \text{ 时,}$$

$$J(t) = \frac{1}{E_H} + \frac{1}{E_1} \frac{\sigma_c - \sigma_{s1}}{\sigma_c} (1 - e^{-E_1 \nu \eta_1}) + \frac{1}{E_2} \frac{\sigma_c - \sigma_{s1}}{\sigma_c} (1 - e^{-E_2 \nu \eta_2}) + \frac{\sigma_c - \sigma_{s2}}{\sigma_c \eta_3} \quad (9.1-2c)$$

在多维状态下,流变模型很难用形象化的物理元件来表达,但流变本构方程可以利用一维模型,采用类比的方法而直接导出。从一维模型变换到三维模型,只要将相应的符号做以下一对调:

$$\sigma \longleftrightarrow s_{ij} \quad \epsilon \longleftrightarrow e_{ij} \quad E \longleftrightarrow 2G \quad \eta \longleftrightarrow 2H \quad (9.1-3)$$

利用式(9.1-3)的变换,根据式(9.1-1)和式(9.1-2b),三维状态下的本构方程可直接写出:

$$\{\epsilon\} = \frac{1}{2G_H} \{\sigma\} + \left(\frac{1 - e^{-\nu t_{R1}}}{2G_1} + \frac{1 - e^{-\nu t_{R2}}}{2G_2} \right) \left(\frac{F}{F_0} \right) \frac{\partial Q}{\partial \{\sigma\}} \quad (9.1-4)$$

$$\text{式中 } \{\epsilon\} = \{\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z, \gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{zx}\}^T$$

$$\{\sigma\} = \{\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}\}^T$$

$$G_i = E_i / (2(1 + \mu)) \quad (i = 1, 2, H)$$

$$t_{R1} = H_1 / G_1$$

$$t_{R2} = H_2 / G_2$$

H_1, H_2 为三维粘滞系数; G_1, G_2 为三维剪切模量。

$$\left(\frac{F}{F_0} \right) \text{——开关函数, 如 } F < 0 \text{ 则 } \left(\frac{F}{F_0} \right) = 0$$

$$\text{如 } F > 0 \text{ 则 } \left(\frac{F}{F_0} \right) = \frac{F}{F_0}$$

F ——屈服函数, 根据材料性质选定;

F_0 ——为使系数为无量纲而采用的一任意值, 通常取 1;

Q ——塑性势, 如 $Q = F$ 称为相关联流动法则;

如 $Q \neq F$ 称为不相关联流动法则。

对于各向同性介质, 屈服函数 F 是三个应力不变量的函数, 即 $F(\sigma) = F(\sigma_m, J_2, J_3)$, 选用相关联流动法则, 即 $Q \equiv F$ 的条件, 有:

$$\frac{\partial Q}{\partial \{\sigma\}} = \frac{\partial F}{\partial \{\sigma\}} = C_1 \frac{\partial \sigma_m}{\partial \{\sigma\}} + C_2 \frac{\partial \bar{\sigma}}{\partial \{\sigma\}} + C_3 \frac{\partial J_3}{\partial \{\sigma\}} \quad (9.1-5)$$

式中 σ_m ——平均应力;

$\bar{\sigma}$ —— $\sqrt{J_2}$ J_2 为偏应力张量第二不变量；

$$\frac{\partial \sigma_m}{\partial \{\sigma\}} = \frac{1}{3} \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}^T \frac{\partial \sigma}{\partial \{\sigma\}} = \frac{1}{2\sigma} \begin{bmatrix} s_x & s_y & s_z & s_{xy} & \tau_{yz} & \tau_{zx} \end{bmatrix}$$

对于 Drucker-Prager 屈服函数 F ：

$$F = \frac{6\sin\varphi}{3 - \sin\varphi} \sigma_m + \sqrt{3} \bar{\sigma} - \frac{6c \cdot \cos\varphi}{3 - \sin\varphi} \tag{9.1-6}$$

有： $C_1 = \frac{6\sin\varphi}{3 - \sin\varphi}$ ， $C_2 = \sqrt{3}$ 和 $C_3 = 0$

在 $F > 0$ 时，于是有：

$$\begin{aligned} \left(\frac{F_a}{F_0} \right) \frac{\partial Q}{\partial \{\sigma\}} &= \frac{1}{F_0} \cdot F \cdot \frac{\partial Q}{\partial \{\sigma\}} \\ &= \frac{1}{F_0} \left(\frac{6\sin\varphi}{3 - \sin\varphi} \sigma_m + \sqrt{3} \bar{\sigma} - \frac{6c \cdot \cos\varphi}{3 - \sin\varphi} \right) \left(\frac{6\sin\varphi}{3 - \sin\varphi} \frac{[P]}{9\sigma_m} + \frac{\sqrt{3}[Q]}{2\sigma} \right) \{\sigma\} \end{aligned} \tag{9.1-7}$$

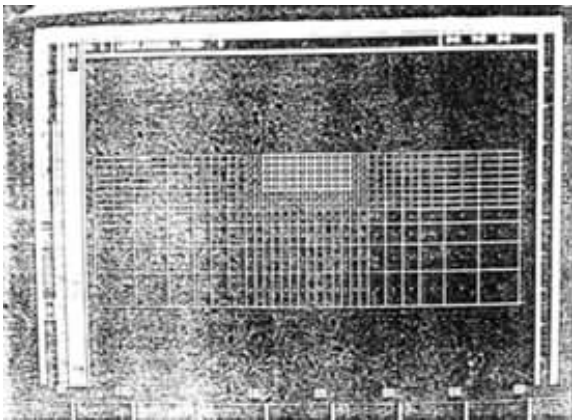
式中 $[P]$ 和 $[Q]$ 为系数矩阵

对于平面问题：

$$[P] = \begin{bmatrix} 1 & 1 & 0 \\ \text{对} & 1 & 0 \\ & \text{称} & 0 \end{bmatrix} \text{ 和 } [Q] = \begin{bmatrix} \frac{2}{3} & -\frac{1}{3} & 0 \\ \text{对} & -\frac{2}{3} & 0 \\ & \text{称} & 2 \end{bmatrix}$$

将式 9.1-7 代入式 9.1-4 即得出三维流变的本构方程。

为了加快运算速度，根据静力分析显示的在加荷瞬间的应力场（见照片 9.1-3 和照片 9.1-4），可以将计算网格进行分组，如照片 9.1-2 所示。在深红色区域内，由于应力水平较低，不考虑蠕变变形，在深绿色区域内，按照上述的蠕变规律进行蠕变分析与计算。

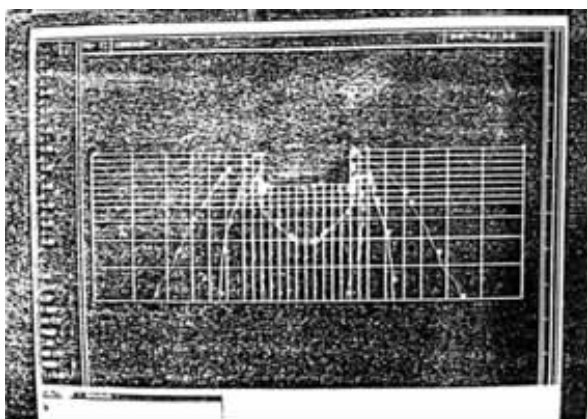


照片 9.1-2 计算网格分组图

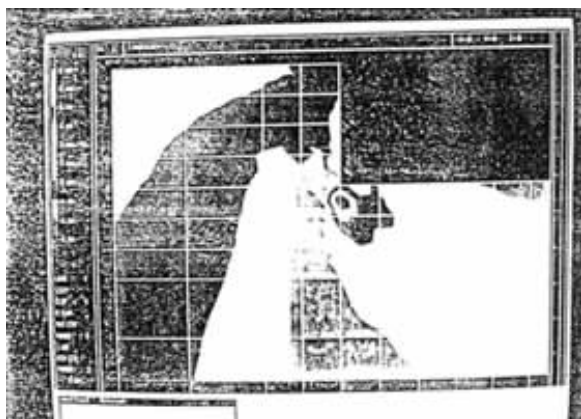
蠕变模型的基本参数值参照第 4 章第 4 节 S-9 模型的诸参数值，即：

$$E_H = 172.26 \text{ kg/cm}^2 = 1.69 \times 10^7 \text{ Pa}$$

$$E_1 = 127.29 \text{ kg/cm}^2 = 1.25 \times 10^7 \text{ Pa}$$



照片 9.1-3 加荷瞬间的应力场分布图



照片 9.1-4 加荷瞬间的应力场局部放大图

$$E_2 = 1.36 \times 10^7 \text{ Pa}$$

$$\eta_1 = 1.27 \times 10^6 \text{ day} \cdot \text{Pa}$$

$$\eta_2 = 3.91 \times 10^7 \text{ day} \cdot \text{Pa}$$

$$\sigma_{s1} = 1.96 \times 10^4 \text{ Pa}$$

$$\sigma_{s2} = 9.81 \times 10^4 \text{ Pa}$$

9.1.6 计算结果及其与实测资料的对比分析

1. 数据模块 shi.dat 的运行概况

运行前述编制的数据库 shi.dat, PAFEC-FE 软件包即执行本项蠕变问题的计算工作。计算分为 5 个阶段, 即 PHASE = 1、4、6、7、9。计算过程可以分解为两步: 第一步 (PHASE = 1、4、6、7), 考虑加荷瞬间计算区域内的应力场、应变场和位移场, 运算的结果保存在数据文件 shi.p07 中; 第二步 (PHASE = 9), 进行蠕变分析与计算, 从 $t = 0$ 开始, 对网格内各结点逐步进行蠕变分析与计算, 并通过由程序自动选择的一个时步增量, 进行下一步

的计算 ,因此 ,直到总的时步量达到给定的蠕变时间 ,或者迭代的时步次数达到给定的时步迭代次数 ,运算的结果保存在生成的数据文件 shi.p09 中。主要包括以下 3 个方面的内容 :

- (1) 各个单元的等效应力、等效蠕变应变以及等效总应变 ,见表 9.1-1(a) ;
- (2) 各个结点的位移量 ,包括位移分量 U_x 、 U_y 和位移合量 $U = \sqrt{U_x^2 + U_y^2}$,以及相应于该结点的坐标值。在这一项中 ,为直观起见 ,对于位移合量的最大值用 9 颗“ * ”表示 ,对应于某一结点的“ * ”的颗数 ,即表示该结点位移合量的大小 ;
- (3) 给出所有结点中位移量的最大值 ,包括位移分量 U_x 、 U_y 的最大值和位移合量 $U = \sqrt{U_x^2 + U_y^2}$ 的最大值 ,并指明对应于 U_x 、 U_y 的最大值的结点号与结点坐标。

以上 3 项内容参见表 9.1-1(a)(b)。图中仅选取了极少量的结点或单元以说明上述 3 项内容的情况。蠕变运行结果的数据文件是非常庞大的 ,对应于每一个时步增量 ,即有对应于 1017 个结点的位移量和 312 个单元的应力值、应变值。仅数据文件 shi.p09 就约占 4 000KB 内存空间。

PAFEC-EF 运行结果 :各单元的等效应力、等效蠕变应变和总应变 表 9.1-1(a)

时步数 131		开始时间 = 2200		天 数	
单元序数	等效应力	等效总应变	等效蠕变变		
157	0.3833e+ 04	0.1505e—02	0.4400e—03		
170	0.4958e+ 04	0.2025e—02	0.6474e—03		
183	0.5011e+ 04	0.2051e—02	0.6589e—03		
196	0.4627e+ 04	0.1866e—02	0.5802e—03		
209	0.4281e+ 04	0.1701e—02	0.5123e—03		
222	0.4019e+ 04	0.1580e—02	0.4635e—03		
235	0.3751e+ 04	0.1457e—02	0.4155e—03		
248	0.3480e+ 04	0.1336e—02	0.3695e—03		
261	0.3198e+ 04	0.1213e—02	0.3241e—03		
274	0.2865e+ 04	0.1070e—02	0.2743e—03		
287	0.2430e+ 04	0.8904e—03	0.2154e—03		
300	0.2254e+ 04	0.8174e—03	0.1914e—03		
301	0.3679e+ 04	0.1425e—03	0.4035e—03		
288	0.2586e+ 04	0.9482e—03	0.2298e—03		
275	0.1993e+ 04	0.7034e—03	0.1499e—03		
262	0.2235e+ 04	0.8034e—03	0.1827e—03		
249	0.2940e+ 04	0.1099e—02	0.2821e—03		
236	0.3662e+ 04	0.1416e—02	0.3990e—03		
223	0.4303e+ 04	0.1711e—02	0.5156e—03		
210	0.4855e+ 04	0.1973e—02	0.6247e—03		
197	0.5509e+ 04	0.2295e—02	0.7644e—03		

续表

时步数 131		开始时间 = 2200		天 数	
单元序数	等效应力	等效总应变	等效蠕应变		
184	0.6197e+ 04	0.2643e—02	0.9217e—03		
171	0.6450e+ 04	0.2775e—02	0.9829e—03		
158	0.6217e+ 04	0.2658e—02	0.9308e—03		
302	0.5745e+ 04	0.2410e—02	0.8140e—03		
289	0.3829e+ 04	0.1490e—02	0.4265e—03		
276	0.1971e+ 04	0.6986e—03	0.1511e—03		
263	0.1504e+ 04	0.5184e—03	0.1005e—03		
250	0.2841e+ 04	0.1057e—02	0.2675e—03		
237	0.4070e+ 04	0.1602e—02	0.4716e—03		
224	0.5071e+ 04	0.2077e—02	0.6686e—03		
211	0.5881e+ 04	0.2480e—02	0.8464e—03		
198	0.6791e+ 04	0.2952e—02	0.1064e—02		
185	0.7742e+ 04	0.3463e—02	0.1313e—02		
172	0.8332e+ 04	0.3791e—02	0.1477e—02		
159	0.8876e+ 04	0.4103e—02	0.1637e—02		
303	0.6852e+ 04	0.2982e—02	0.1079e—02		
290	0.3951e+ 04	0.1550e—02	0.4529e—03		
277	0.1790e+ 04	0.6296e—02	0.1323e—03		
264	0.2760e+ 04	0.1036e—02	0.2680e—03		
251	0.4571e+ 04	0.1841e—02	0.5712e—03		
238	0.5988e+ 04	0.2535e—02	0.8720e—03		
225	0.7119e+ 04	0.3124e—02	0.1147e—02		
212	0.8024e+ 04	0.3616e—02	0.1387e—02		
199	0.9009e+ 04	0.4172e—02	0.1669e—02		

PAFEC-FE 运行结果 :各结点的位移、最大位移和相应结点

表 9.1-1(b)

最大位移样本举例					
结点号	沿水平 x 方向	结点号	沿水平 y 方向	结点号	水平向总位移
135	- 0.0436283	1	- 0.2233070	1	0.2233070
647	0.0436283	522	- 0.2233067	522	0.2233067
131	- 0.0432865	523	- 0.2233066	523	0.2233066
643	0.0432864	1017	- 0.2233066	1017	0.2233066
996	- 0.0431317	482	- 0.2233063	482	0.2233063
501	0.0431314	484	- 0.2233058	484	0.2233058
133	- 0.0429552	978	- 0.2233058	978	0.2233058
645	0.0429552	483	- 0.2233058	483	0.2233058
998	- 0.0428357	519	- 0.2233053	519	0.2233058
503	0.0428354	1014	- 0.2233052	1014	0.2233052

续表

最大位移样本举例

结点号	沿水平 x 方向		结点号	沿水平 y 方向		结点号	水平向总位移	
结点位移								
说明 : (1) 下表内各星号序列的值表示每一结点处总的合成位移量的大小 ,每一星号(*)表示 $0.2233\text{e}-01$ 个单位 ;								
(2) 在位移一栏内的星号(*)表示已施加了某一约束 ;								
(3) 下表中仅给出了结构结点。								
情况 1		位移值(乘以 $1\text{E}3$)		总位移值(乘以 $1\text{E}3$)		纵横坐标尺度(乘以 1)		
结点序数	沿水平 x 方向	沿水平 y 方向	水平方向	星号序列数		沿 x 方向	沿 y 方向	
1	- 0.000	- 223.31	223.31	* * * * *		+ 0.00	0.00	
2	*	*	*			0.00	- 25.0	
3	*	*	*			- 35.7	- 25.0	
4	*	*	*			- 35.7	0.00	
9	*	*	*			- 28.6	- 25.0	
10	*	*	*			- 35.7	- 19.2	
11	- 9.735	- 0.827	9.770			- 28.6	- 19.2	
12	*	*	*			- 32.2	- 25.0	
13	*	*	*			- 35.7	- 22.2	
14	- 5.948	- 1.520	6.139			- 28.6	- 22.1	
15	- 4.376	- 0.541	4.409			- 32.2	- 19.2	
16	*	*	*			- 22.9	- 25.0	
17	- 19.716	- 4.211	20.150	*		- 22.9	- 19.2	
18	*	*	*			- 25.7	- 25.0	
19	- 11.870	- 3.150	12.281	*		- 22.9	- 22.0	
20	- 14.645	- 1.950	14.774	*		- 25.7	- 19.2	
21	*	*	*			- 18.6	- 25.0	
22	- 26.665	- 10.361	28.607	*		- 18.6	- 19.0	
23	*	*	*			- 20.7	- 25.0	
24	- 16.035	- 6.063	17.143	*		- 18.6	- 22.1	
25	- 23.397	- 6.811	24.368	*		- 20.7	- 19.2	
26	*	*	*			- 15.7	- 25.0	

2. 工程算例的计算结果

正如前述,由 PAFEC-FE 软件包运行 shi. dat 数据模块,产生了丰富的、大量的运行结果,而对这些庞大的运行数据,整理起来将是非常烦琐的。所幸的是,PAFEC-FE 软件包具有很强的后处理功能,可以通过运行 PIGS 将加荷瞬间以及经历一段时间蠕变的应力场、位移场通过色彩与线条、直观地显示在屏幕上。

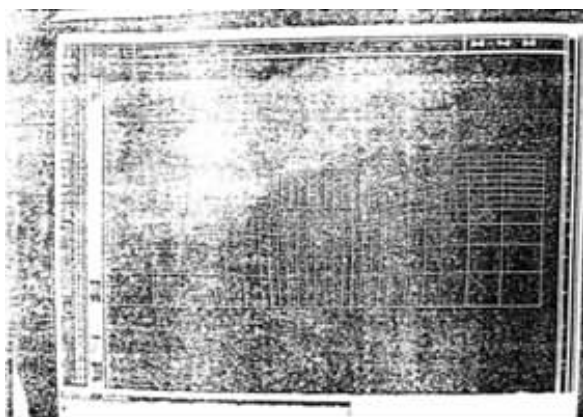
照片 9.1-1 是网格划分模式, 共计 1017 个结点, 312 个单元, 其中基础 50 个单元, 土体 262 个单元;

照片 9.1-2 是网格分组图。根据加荷瞬间应力场的分析、应力 σ_y 以及 σ_3 的大小,将网格区域分成三组。深红色区域内,由于应力水平很低,根据前述的蠕变规律,可以不考虑蠕变变形;在深绿色区域,按照前述蠕变规律进行蠕变分析与计算;

照片 9.1-3 是加荷瞬间网格区域的应力场分布图；

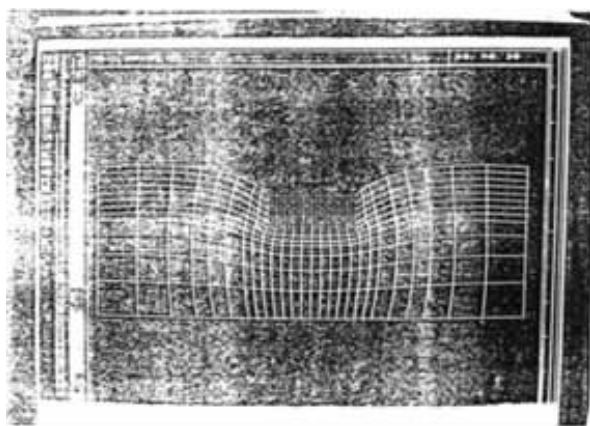
照片 9.1-4 是加荷瞬间网格区域的应力场的局部放大图，最大压应力为 $6.4 \times 10^4 \text{Pa}$ ；

照片 9.1-5 是加荷瞬间网格区域的位移场，地表最大沉降和基础的沉降量为 9.15cm ，地表面的影响范围大约是距建筑基础为 B 的区域；



照片 9.1-5 加荷瞬间的位移场分布图

照片 9.1-6 是经历了 1220 天(即 3.3 年)后网格区域的位移场，反映出经历了 1220 天后，地基沉降量和地表最大沉降量为 22.50cm 。



照片 9.1-6 经历 1220 天的蠕变作用后的位移场分布图

3. 计算结果与实测资料的对比分析

选择竖向位移 U_y 值最大的点，即可反映出基础和地表的最大沉降量 S_0 ，算出对应于不同时刻的 S 值，作 $S-T$ 曲线，即为基础的最大沉降量随时间变化的曲线，或者地表最大沉降量随时间增长的变化曲线。

根据资料提供的实测长期沉降资料和沉降曲线，可以将理论分析计算的结果与实测资料进行对比分析，如图 9.1-4。

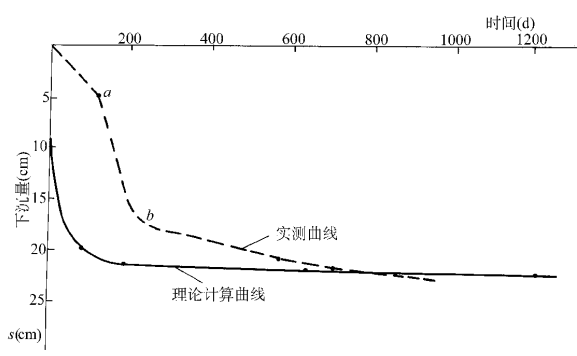


图 9.1-4 理论计算曲线与实测沉降曲线的对比

(1) 在沉降曲线中 ,理论计算曲线与实测曲线总体上能够较好地吻合。不同之处是 ,实际施工中 ,荷载是在一段时间(本实例的工期为 10 个月)内逐步施加的 ,理论分析中假定荷载是一次性、瞬时施加完成的。因此 ,在沉降曲线上 ,实测曲线表现出一段时间的“滞后”反应 ;滞后 时间大体相当于工期 10 个月时间 ;

(2) 在数值上 ,理论计算的结果与实测值亦十分接近。

此外 ,将理论分析计算的结果与分层总和法计算进行对比分析。根据资料提供的数据 ,地基变形按分层总和法计算的北楼中心点的沉降量为 18.30cm ,这与实测数据有较大的差异。分层总和法是根据一维固结理论为基础导出的 ,按照本文推荐的理论分析与计算方法得到的结果 ,能更为准确的评价地基基础的长期沉降量。

根据笔者的理论分析与计算 ,可以作如下预测 :7000 天后的沉降量为 22.88cm ,10000 天后的沉降量为 23.06cm。

9.1.7 小结

在 PAFEC-FE 有限元法分析通用软件包中 ,编制地基基础工程流变问题分析的数据模块 shi. dat ,在 SUN 工作站上进行数值解析 ,计算结果准确 ,而且由于 SUN 工作站便利的图形功能及 PAFEC-FE 很强的前、后处理功能 ,操作方便。

对于多层土组成的复合地基 ,其各层土的诸参数不同 ,且服从的流变本质规律不同。这在通常的解法 ,难以将各层土的各个参数准确地输入参与运算 ,而往往是将整个地层假定作为一种新的本构模式 ,其参数通过各种拟合而产生 ,用 PAFEC-FE 有限元分析法通用软件包 ,可以将不同的土层分为不同的组 (GROUP) ,对应于每一个组给定一个编号 ,并选用相应于该组的本构模型及其参数 ,这对解决工程实际问题提供了更为可信的、其它方法所望尘莫及的新手段。

用 PAFEC-FE 有限元法通用软件包分析其它类型的工程流变问题 ,比如地下洞室的开挖引起地表面及地表建筑物的下沉 ,边坡开挖引起的土体向临空面的位移以致边坡失稳等等 ,都是很有前途的新方法。在这一方面开展进一步的工作亦十分有价值。

§ 9.2 某地下车库水泥搅拌桩基坑围护工程变形与稳定分析

1. 工程及监测概况

上海某地下车库采用水泥搅拌桩进行加坡支护 ,土层的主要分布是地表以下 2.7m 厚

为褐黄色粉质粘土层 26.10m 以下为暗绿色粉质粘土层 ,褐黄色粉质粘土层和暗绿色粉质粘土层之间主要是淤泥质粘土层 ,淤泥质粘土层的厚度为 0.234m。

基坑开挖之前 ,采用深层搅拌法对基坑四周中的软土地基进行加固 ,形成深 10.0m、宽 4.7m 的水泥土搅拌桩体 ,以达到对基坑边坡的支护作用 ,如图 9.2-1(a)所示。水泥土搅拌桩采用 400 号硅酸盐水泥 ,掺入比为 10%(水泥重量与被加固的软土重量之比) ,外加石膏 ,用量为水泥用量的 2% ,又加木质素磺酸钙 ,用量为水泥用量的 0.2% ,水灰比为 0.45。

基坑实际开挖面积为 4250m² ,开挖深度为 5.5m ,局部为 6.75m ,平面尺寸如图 9.2-1 (b)所示。基坑开挖采用机械操作 ,一次性开挖至设计深度 ,由北向南推移 ,开挖速度很快 ,整个基坑自 88 年 11 月 12 日开始开挖 ,至 29 日开挖结束 ,历时 17 天。因此 ,边坡的受力可以说是“ 突加载 ” ,其能量释放很快完成。

在基坑的开挖过程中 ,于基坑的东、西、北三侧的水泥土搅拌桩边坡支护结构中 ,选定了四个断面 ,埋设了土压力盒、孔隙水压力盒、钢筋计和测斜仪等多种观测仪器 ,进行了原位观测试验 ,并在边坡顶面埋设了大量砧标 ,观测边坡的位移变化规律 ,测点布置如图 9.2-1 所示 ,有关的实测数据将在后面分析与讨论。

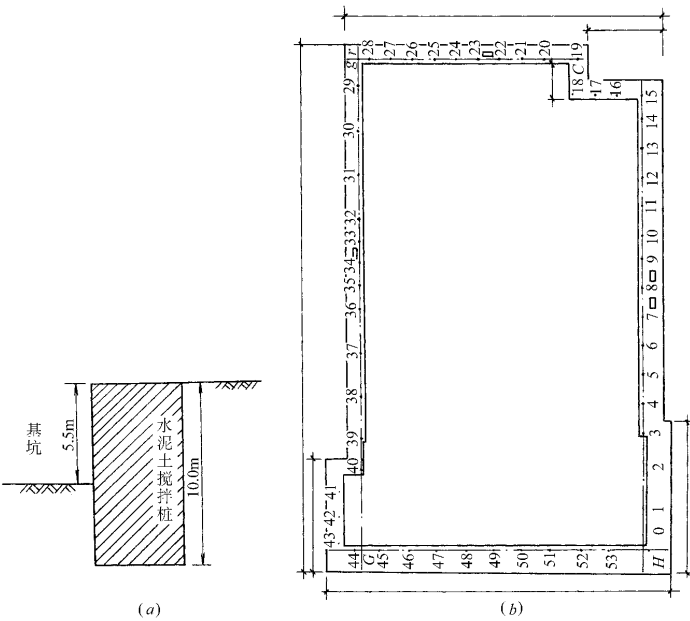


图 9.2-1 水泥土搅拌桩基坑围护及测点布置

(a)水泥土搅拌桩断面 (b)基坑平面图、搅拌桩及测试埋设砧标仪器位置图

2. 土的非线性流变及其有限元法在水泥土搅拌桩边坡支护工程中的应用

用土的流变学的观点来研究这里的地下车库水泥土搅拌桩的边坡支护问题 ,考虑土的非线性流变效应 ,把本文所建立的上海地区软土非线性流变模型应用到该工程中 ,并运用非线性流变的有限元法进行求解。

基坑的实际平面尺寸为 $47.5\text{m} \times 84.4\text{m}$,为简化起见 ,可将问题考虑成二维平面应变问题 ,由于基坑的宽度较大 ,考虑其水平的影响范围为距水泥土搅拌桩 50m 的区域 ,竖直方向考虑距地表 25.0m 以内的区域 ,基于问题的轴对称问题 ,引入对称条件即基坑中央地的水平位移为 0 ,在有限元分析中只限结构对称的一半进行计算 ,因此实际的有限元计算区域为 $78.45\text{m} \times 25\text{m}$,如图 9.2-2 所示。

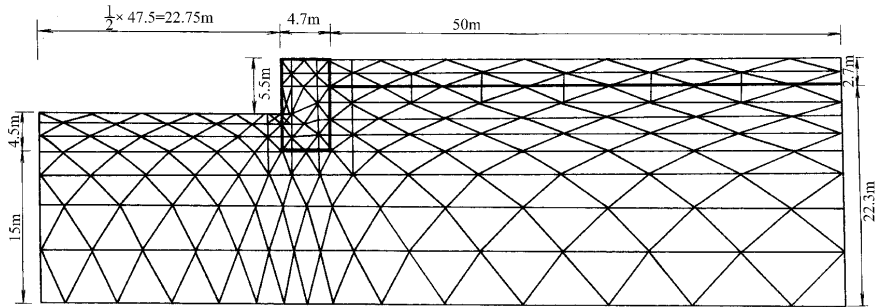


图 9.2-2 水泥土搅拌桩边坡支护的有限元计算网络图

从前面的工程地质资料知道 ,在所采用的计算区域内只有二种土层 ,即地表以下 2.7m 的表层褐黄色粉质粘土层及其下面 22.3m 厚的淤泥质粘土层 ,水泥土搅拌桩的断面尺寸为 $4.7\text{m} \times 10\text{m}$,基坑深 5.5m ,计算区域的有限元网络划分如图 9.2-2 ,其中基坑边上的粗线矩形框代表水泥土搅拌桩 ,地表下面的较长的水平粗线为上面的褐黄色粉质粘土层和下面的淤泥质粘土层的交界面 ,有限元计算的荷载即为由于基坑开挖而引起的基坑侧壁及基坑底部的释放荷载 ,方向指向基坑。正如前面所提到的 ,基坑的开挖速度很快 ,因此可以假定开挖瞬时一次完成 ,释放荷载也是一次突加上去的 ,计算区域的两侧边界以及底部边界考虑为位移边界 ,即在边界上位移为 0 。

褐黄色粉质粘土和淤泥质粘土采用本书第 4 章第 4 节所建立的流变模型 ,即褐黄色粉质粘土的线性流变模型和淤泥质粘土的非线性流变模型 ,模型中的各个参数及取值参见第 4 章第 4 节。下面讨论一下水泥土搅拌桩在有限元计算中所采用的模型 :

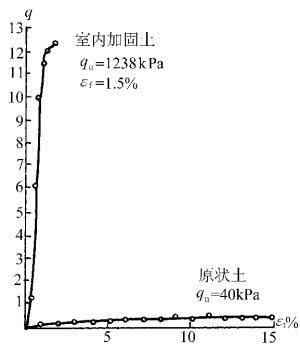


图 9.2-3 水泥加固土与未加固土的应力-应变关系曲线

水泥加固土是利用水泥作为固化剂 ,通过特制的深层搅拌机械在地基深处将软土和水泥浆强制拌和而成。由于水泥加固土的物理化学过程 ,使得水泥加固土与未加固土有很大的不同 ,最大的不同在于它们的物理力学特性 ,其中水泥加固土的强度大大提高了 ,图 9.2-3 是水泥加固土和未加固土无侧限单轴抗压试验的应力-应变关系曲线 ,从图上可以看出 ,未加固的原状土的应力-应变关系曲线的斜率很小 ,而水泥加固土的应力-应变关系曲线急剧上升 ,斜率很大。因此 ,水泥加固土与未加固土相比 ,其抗压强度 q_u 和变形模量大大提高 ,而破坏时的应变 ϵ_f 很小 ,如图 9.2-3 ,水泥

加固土破坏时的应变 ϵ_f 仅仅为 1.5%。水泥加固土与未加固土相比,其抗强压强度 q_u 可提高十几倍乃至几十倍以上,而水泥加固土的数量虽然有所增加,但比例非常小。

因此,根据上面水泥加固土的物理力学特性的研究分析,水泥加固土与未加固土相比,完全可以把水泥搅拌桩作为弹性模型来处理,即认为水泥加固土只有弹性变形。根据前面水泥加固土施工所采用的水泥标号、掺入比、水灰比等,按照有关资料,可取水泥加固土的参数如下:

$$E = 281.4 \text{ MPa} \quad \mu = 0.45 \quad \rho = 19 \text{ kN/m}^3$$

土体主要计算参数为:

淤泥质粘土

$$E_1 = 3.8 \text{ MPa} \quad \mu_1 = 0.4 \quad \rho_1 = 18 \text{ kN/m}^3$$

褐黄色粉质粘土:

$$E_2 = 4.6 \text{ MPa} \quad \mu_2 = 0.4 \quad \rho_2 = 18.5 \text{ kN/m}^3$$

程序的主要特点:

(1) 可以考虑非线性流变,包括非线性弹性、非线性粘弹性和非线性粘塑性,而且可以方便地退化成只考虑线性流变。

(2) 可以单独考虑某种特性,如弹性、粘弹性、塑性、粘塑性以及各种非线性情况,并可考虑其中某几个特性的组合。

(3) 只要改写计算粘性应变的子程序,就能方便地采用各种非线性流变模型。

(4) 可以考虑不同地层且具有不同的流变模型和特性的情况。

(5) 程序不仅可以应用于基坑开挖问题,还能用于隧道、涵洞等地下工程的计算,包括衬砌支护等问题。

(6) 程序可以根据需要输出全部或部分单元和结点的有关数据,减少计算机输出所花费的时间和占用的内存,提高计算速度降低对计算机内存的要求。

3. 计算结果及与实测资料的对比、分析

图 9.2-5(a) 和 (b) 是分别按有无水泥土搅拌桩支护的情况计算得到的不同时间的基坑侧壁侧向位移曲线,图 9.2-4 上的曲线 I_a 和 I_b 分别是这两种情况下计算得到的基坑侧壁顶部的侧向位移随时间的变化曲线。从这些计算曲线可以看出,无水泥土搅拌桩支护时基坑不仅产生较大的侧向位移,而且侧向位移随时间的增加很快,很容易引起边坡的坍塌和失稳。而采用水泥土搅拌桩能减小基坑的侧向位移,并有效地控制软土的流变,使侧向位移随时间的增长变得缓慢,因此采用水泥土搅拌桩进行边坡支护是一种有效的手段。

尽管采用水泥土搅拌桩进行边坡支护能减小侧向位移及其随时间的增长,然而可以看出,水泥土搅拌桩桩顶的侧向位移随时间的增长相对其余部位来说还是比较快的,因此,一般还需采取一些措施,如及时做钢筋混凝土路面或采用插入钢筋约束等。图 9.2-4 中的曲线 III 是水泥土搅拌桩桩顶的侧向位移随时间变化的实测曲线,图 9.2-5(c) 是水泥土搅拌桩不同时间的侧向位移的实测曲线,从图 9.2-4 以及图 9.2-5(a) 与图 9.2-5(b) 的对比可以看出,计算值与实测值在基坑底以下部分较吻合,而在上部尤其是顶部的值相差较大,从而使水泥土搅拌桩上部侧向位移的计算值比实测值大。由于基坑的长宽比小于 λ (如图 9.2-1),而计算时仍采用平面应变的假设,这也许是使计算值比实测值大的原因之一。

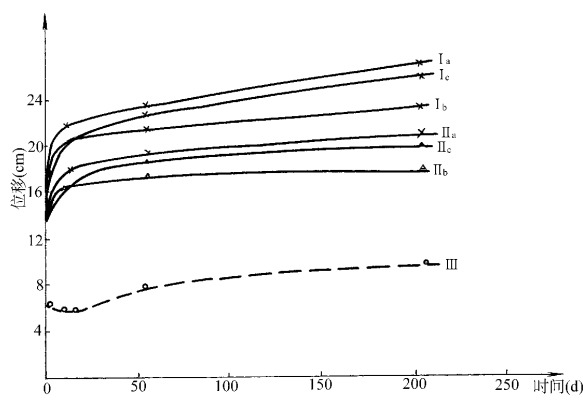


图 9.2-4 基坑侧壁顶部的侧向位移与时间的关系
I、II—无、有水泥土搅拌桩支护时的计算曲线；III—实测曲线
a—非线性流变模型；b—线性流变模型；c—弹-粘塑性模型

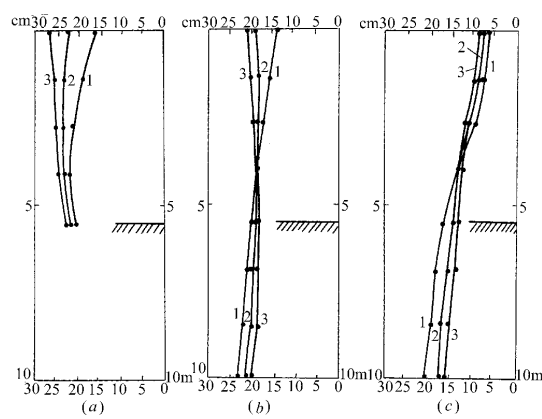


图 9.2-5 不同时间的基坑侧壁或水泥土搅拌桩侧向位移曲线
(a)(b)—无、有水泥土搅拌桩支护时的计算曲线 (c)—实测曲线
1— $t=0$ 2— $t=55$ 天 3— $t=210$ 天

从图 9.2-4 的实测曲线 III 可以看出，刚开始时，曲线有一很短的下降过程，然后又马上上升，而计算曲线却没有，这主要是因为虽然基坑开挖过程很快（17 天），但到底不同瞬时完成的释放荷载不是一次加上，而是随着开挖深度的增加而逐渐增大的，从而使水泥土搅拌桩的上部有一朝基坑外侧方向的小转动，致使水泥土搅拌桩上部向基坑内侧位移有些减小；而当基坑开挖结束后，就不存在这种情况，而是由于软土的流变使水泥土搅拌桩所受的土压力增加，从而把水泥土搅拌桩推向基坑内侧，使水泥土搅拌桩上部的侧向位移继续增大。因此，图 9.2-4 中的曲线 III 的下降部分仅仅在基坑开挖的很短过程中才出现，而理论计算是假