

上海粉砂土弹塑性应力-应变模型的探讨

张问清 赵锡宏 董建国

(同济大学, 上海)

提 要

本文对上海某地粉砂土进行三轴固结排水试验, 参照拉德-邓肯 (Lade-Duncan) 模型^[1], 试图确定上海粉砂土弹塑性应力-应变模型及其参数, 分析试验参数 A , α , β 的某些规律性, 提出塑性功 W_p 的计算方法。阐述弹性功 W_e 和塑性功 W_p 的关系, 竖向弹性应变 ϵ_1^e 和竖向塑性应变 ϵ_1^p 的关系; 对竖向应变 ϵ_1 的计算值与试验值进行比较, 得到满意的结果, 为提供计算砂土地基变形研究创造有利条件, 至于采用有限单元弹塑性增量分析的具体应用不在本文论述。

一、前 言

上海地基土素以软弱著称, 然有部分地区, 在浅层埋藏着10m左右厚度的粉砂土, 其压缩模量大于70kg/cm², 实为难得的良好持力层。近年来, 上海兴建高层建筑, 更需要利用该层砂土, 因此, 有必要探讨一个适合上海砂土的地基模型。对于砂土的地基模型, 以拉德-邓肯模型^[1-4]较为著名。本文参照该模型, 在上海某区地面以下5~15m取土样, 通过4组共20个试样进行常规三轴固结排水试验, 对有关参数的确定作了进一步的探索。

二、砂土弹塑性应力-应变模型理论

土不是弹性体, 其应力-应变关系呈非线性关系, 从图1可知

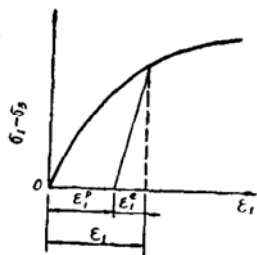


图1

$$\{\epsilon\} = \{\epsilon^e\} + \{\epsilon^p\} \quad (1)$$

式中 $\{\epsilon\}$ ——总应变向量;
 $\{\epsilon^e\}$ ——弹性应变向量;
 $\{\epsilon^p\}$ ——塑性应变向量。

如以增量形式表示, 则有

$$\{\delta\epsilon\} = \{\delta\epsilon^e\} + \{\delta\epsilon^p\} \quad (2)$$

弹性应变增量可用广义虎克定律求得, 即

$$\begin{pmatrix} \delta \varepsilon_x^e \\ \delta \varepsilon_y^e \\ \delta \varepsilon_z^e \\ \delta \varepsilon_{yz}^e \\ \delta \varepsilon_{zx}^e \\ \delta \varepsilon_{xy}^e \end{pmatrix} = \frac{1}{E} \begin{pmatrix} \delta \sigma_x - \nu(\delta \sigma_y + \delta \sigma_z) \\ \delta \sigma_y - \nu(\delta \sigma_z + \delta \sigma_x) \\ \delta \sigma_z - \nu(\delta \sigma_x + \delta \sigma_y) \\ 2(1+\nu)\delta \tau_{yz} \\ 2(1+\nu)\delta \tau_{zx} \\ 2(1+\nu)\delta \tau_{xy} \end{pmatrix} \quad (3)$$

式中 E ——采用卸荷再加荷的模量;

ν ——采用卸荷再加荷的泊桑比。

通过三轴固结排水试验, 可知 E 是和周围应力 σ_3 有关系的, 以下式表示:

$$E = K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (4)$$

式中 p_a ——与周围应力 σ_3 单位相同的大气压力;

K, n ——与土性有关的无量纲试验常数。

关于土的塑性应力-应变关系是根据塑性理论建立的, 该理论在文献^[2,5,6]中已作详细论述。这里仅对砂土有关的理论作一简要叙述。

对于砂土的破坏条件, 采用下式

$$f^* = \frac{(I_1^*)^3}{I_3^*} = K_1 \quad (5)$$

式中 I_1^* ——破坏时的第一应力不变量;

I_3^* ——破坏时的第三应力不变量;

K_1 ——试验常数, 表示土的强度。

采用的加工硬化条件与破坏条件相似, 为

$$f = \frac{I_1^3}{I_3} \quad (6)$$

式中 f ——应力水平;

I_1, I_3 ——第一、第三应力不变量。

不同的 f 值产生不同的屈服面。根据拉德-邓肯的试验结果^[1], 这些屈服面是一些锥体 (图2)。在连续加荷过程中, 当 f 值增加时, 这些屈服面在等应力轴 S 的四周对称地扩大, 和 π 平面相交的曲线如图3所示。

屈服面的极限位置, 当 $f = f^* = K_1$ 时, 即为破坏面。

塑性势函数 g 采用类似破坏条件的形式

$$g = I_1^3 - K_2 I_3 \quad (7)$$

上式中 K_2 值, 假定对于某一个定值 f 时是常数。在 π 平面上, 塑性势面和破坏面有相同的形状。

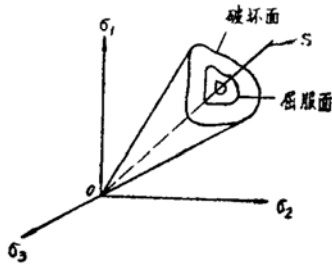


图2

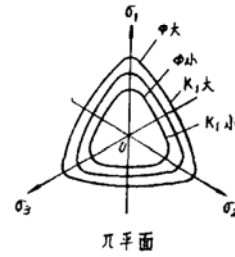


图3

根据塑性增量理论的流动规则, 有

$$\delta \varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \quad (8)$$

对式(7)偏微分后, 代入式(8), 即得到塑性应变增量 $\{\delta \varepsilon^p\}$ 和应力分量间的关系

$$\begin{Bmatrix} \delta \varepsilon_x^p \\ \delta \varepsilon_y^p \\ \delta \varepsilon_z^p \\ \delta \varepsilon_{yz}^p \\ \delta \varepsilon_{zx}^p \\ \delta \varepsilon_{xy}^p \end{Bmatrix} = d\lambda \cdot K_2 \begin{Bmatrix} \frac{3I_1^2}{K_2} - \sigma_y \sigma_z + \tau_{yz}^2 \\ \frac{3I_1^2}{K_2} - \sigma_z \sigma_x + \tau_{zx}^2 \\ \frac{3I_1^2}{K_2} - \sigma_x \sigma_y + \tau_{xy}^2 \\ 2\sigma_x \tau_{yz} - 2\tau_{xy} \tau_{zx} \\ 2\sigma_y \tau_{zx} - 2\tau_{xy} \tau_{yz} \\ 2\sigma_z \tau_{xy} - 2\tau_{yz} \tau_{zx} \end{Bmatrix} \quad (9)$$

式中 $d\lambda$, K_2 ——与土性有关的试验参数, 可由试验常数和应力水平表示, $d\lambda$ 值表示塑性应变增量的绝对大小, K_2 值表示塑性应变增量的相对大小。

从式(9)前面三个式子可知, 剪应力对轴向塑性应变增量是有影响的, 从而该模型考虑了砂土的剪胀性。从式(9)可知, 若确定了 K_2 , $d\lambda$ 的表达式, 则塑性应变增量 $\{\delta \varepsilon^p\}$ 即可确定。

三、 K_2 值的确定

根据式(9), 令 $\delta \varepsilon_x^p$ 和 $\delta \varepsilon_z^p$ 之比为 ν^p , 即

$$\nu^p = - \frac{\delta \varepsilon_x^p}{\delta \varepsilon_z^p} \quad (10)$$

或为

$$\nu^p = - \frac{\frac{3I_1^2}{K_2} - \sigma_y \sigma_z + \tau_{yz}^2}{\frac{3I_1^2}{K_2} - \sigma_x \sigma_y + \tau_{xy}^2} \quad (11)$$

式中 ν^p ——塑性泊桑比,也就是在破坏时横向塑性应变增量和竖向塑性应变增量之比值。

在常规三轴固结排水试验中, $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_3$, $\sigma_z = \sigma_1$, $\tau_{ij} = 0 (i \neq j)$ 。这样,由式(11)求得 K_2 以偏应力 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ 形式表达的公式

$$K_2 = \frac{3 [(\sigma_1 - \sigma_3) + 3\sigma_3]^2 (1 + \nu^p)}{\sigma_3 [(\sigma_1 - \sigma_3) + \sigma_3 (1 + \nu^p)]} \quad (12)$$

上式中的 ν^p 可用常规三轴固结排水试验得到的 $(\sigma_1 - \sigma_3)$, e_1 及 e_v 间的关系求得,见图 4。

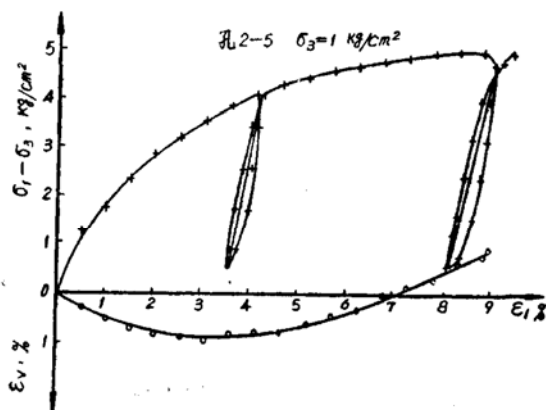


图 4

从式(12)可知,对某一个应力水平, K_2 值是确定的。从而证实了理论假定的正确性。

上海粉砂土的常规三轴固结排水试验表明, K_2 是和 f 成正比的, 且和周围应力 σ_3 值的变化无关(图 5), 可用下式表示:

$$K_2 = Af + 27(1 - A) \quad (13)$$

式中 A ——试验常数。

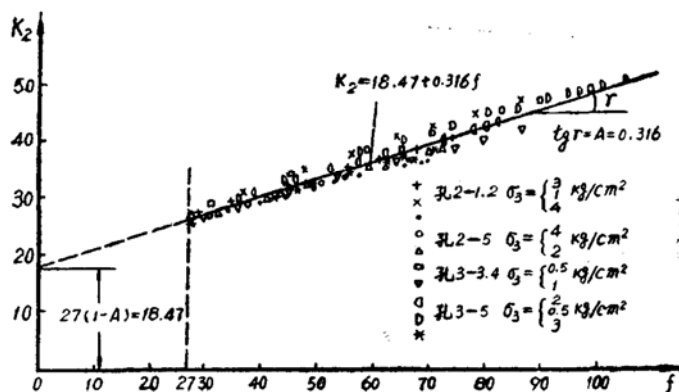


图 5

本文对4组上海粉砂土(每组5个土样)的 f 值和对应的 K_2 值(共371个数据)用最小二乘法进行统计,求得上海粉砂土的 $A = 0.316$ (相关系数 $r = 0.965$)。当测得 A 值后, K_2 和应力水平 f 的函数关系即可确定。

式(13)还说明在静水压力($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_0$),即 $f = 27$ 的情况下,把该值代入式(13)后,得到 $K_2 = 27$,表明经验公式(13)与理论公式(12)是相符的。

四、 $d\lambda$ 值的确定

根据加工硬化规律

$$f = F(W_p) \quad (14)$$

式中 f ——应力水平;

W_p ——塑性功(确定方法见“五”节)。

拉德-邓肯从真三轴试验资料和常规三轴试验资料的比较得到:第二主应力对加工硬化规律没有多大影响,所以可通过常规三轴固结排水试验来确定应力水平 f 和塑性功 W_p 的关系。本试验证明上海粉砂土的 $f-W_p$ 之间的关系呈双曲线关系,并随周围应力 σ_3 变化而变化(图6)。

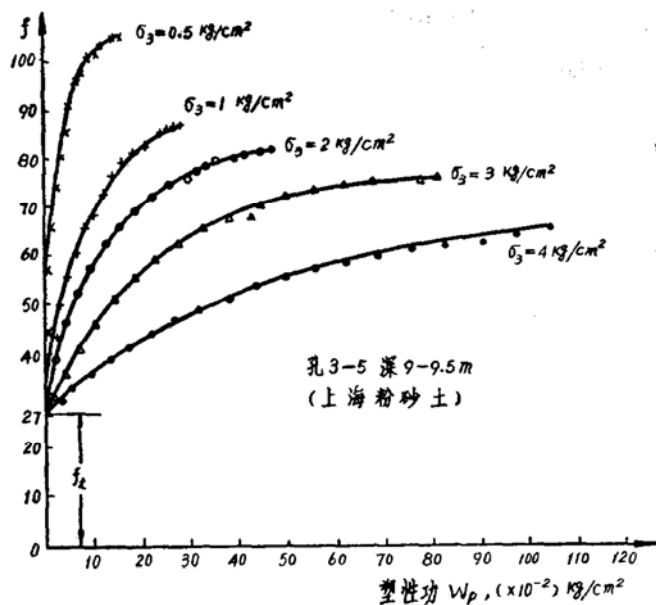


图6

对于不同的周围应力 σ_3 值都可表达为

$$f - f_t = \frac{W_p}{\alpha + \beta W_p} \quad (15)$$

式中 f_t ——不同的周围应力 σ_3 得到的一组 $f-W_p$ 曲线延伸的交点;

α, β ——随周围应力 σ_3 变化的试验参数。

当确定 α , β , f_t 值后, 即可根据塑性增量理论 $d\lambda = \frac{dW_p}{ng}$ 确定 $d\lambda$ 。下面分别阐述确定这些参数的方法及其一些规律性。

首先, 既然 $f-W_p$ 呈双曲线关系, 那末可以利用邓肯-张 (Duncan-Chang) 模型确定有关试验参数的类似方法^[7]来确定参数 α , β 。

(一) α 值的确定

α 值表示 $f-W_p$ 曲线的起始坡降 (见图 7)。把不同的周围应力 σ_3 的 α 值绘制成图 8, 可知 σ_3 越大, α 值也越大。可用下式表示:

$$\alpha = M p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^L \quad (16)$$

式中 M , L ——与土性有关的无量纲试验常数;
其余符号同前。

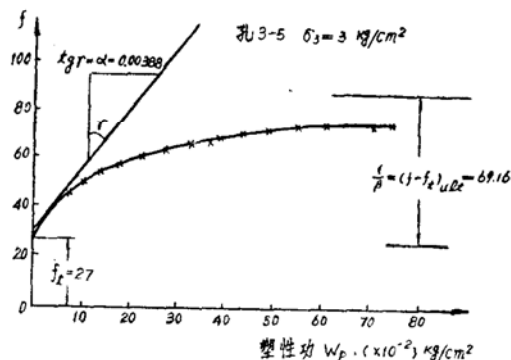


图 7

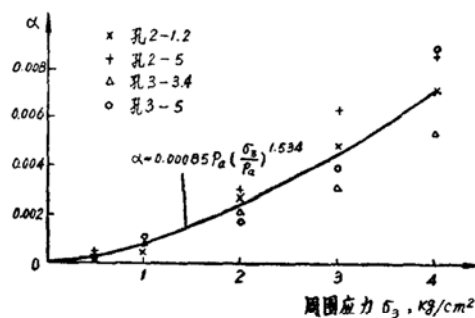


图 8

本文对上海粉砂土 4 组共 20 个土样, 用最小二乘法统计确定的 M , L 值为

$$M = 0.00085, L = 1.534 \text{ (相关系数 } \gamma = 0.975 \text{)}。$$

(二) β 值的确定

$\frac{1}{\beta}$ 表示当塑性功 W_p 达到无限大时, $(f - f_t)$ 的极限值。见图 7, 即

$$\frac{1}{\beta} = (f - f_t)_{ult} \quad (17)$$

上海粉砂土试验表明: 把不同的周围应力 σ_3 的 β 值绘制成图 9, 可知 σ_3 越大, β 值也越大。可用一公式表示, 本试验采用下式:

$$\beta = \frac{\sigma_3}{C p_a + D \sigma_3} \quad (18)$$

式中 C , D ——与土性有关的无量纲试验常数;

其余符号同前。

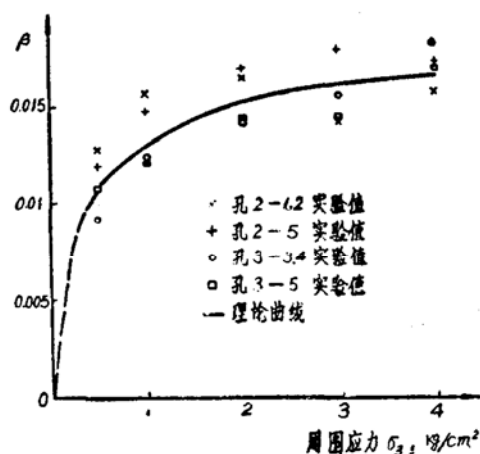


图 9 △

本文对 4 组上海粉砂土用最小二乘法统计确定的 C , D 值为

$$C = 20.68, D = 56.73 \text{ (相关系数 } \gamma = 0.991 \text{)}.$$

通过试验,发现上海粉砂土在破坏时的应力水平 $f^* = K_1$, 和在刚出现吸水时的应力水平 f 是不一样的。前者是随周围应力 σ_3 变化的(图10(a)),而拉德-邓肯认为 K_1 是常数,这个观点对上海粉砂土是不正确的。后者基本上是常数(图10(b))。可以认为,这两个不同阶段的 f 对确定粉砂强度有指导意义。

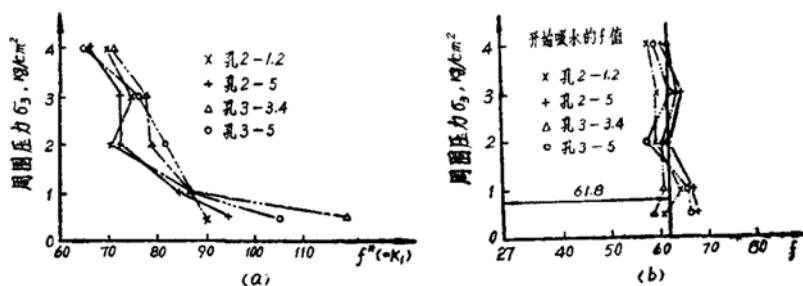


图10

从图10(a)可知: 周围应力 σ_3 越小, 则 K_1 越大。可用下式表示:

$$\frac{1}{K_1} = \frac{\sigma_3}{G p_a + H \sigma_3} \quad (19)$$

式中 G, H ——与土性有关的无量纲试验常数;

其余符号意义同前。

本文对 4 组上海粉砂土用最小二乘法统计确定的 G, H 值为

$$G = 22.62, H = 64.09 \text{ (相关系数 } \gamma = 0.994 \text{)}.$$

此外, 拉德-邓肯定义 $\gamma_f = \frac{K_1 - f_t}{(f - f_t)_{ult}}$, 称为破坏比, 即

$$\gamma_f = \frac{K_1 - f_t}{(f - f_t)_{ult}} = \beta (K_1 - f_t) \quad (20)$$

△图中实验值应为试验值,下同。

式(18), 式(19)代入后, 上式成为

$$\gamma_f = \frac{G p_a + (H - f_t) \sigma_3}{C p_a + D \sigma_3} \quad (21)$$

从式(21)可见, γ_f 也是周围应力 σ_3 的函数, 故本文未用 γ_f 这个参数。

(三) f_t 值的确定

根据 f 的定义: $f = \frac{I_1^3}{I_3}$, 注意到常规三轴固结排水试验土样的应力状态, f 写成偏应力 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ 形式, 有

$$f = \frac{[(\sigma_1 - \sigma_3) + 3\sigma_3]^3}{[(\sigma_1 - \sigma_3) + \sigma_3]\sigma_3^2} \quad (22)$$

从式(22)可知: 不管周围应力 σ_3 为何值, 当偏应力 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ 趋近于零时, f 趋向于 27, 故取 $f_t = 27$ 。

有了 K_2 , α , β 和 f_t , 则 $d\lambda$ 不难确定了。对式(15)微分得

$$dW_p = \frac{\alpha \cdot df}{[1 - \beta(f - f_t)]^2} \quad (23)$$

式中 df ——应力水平增量。

根据塑性增量理论, 有

$$d\lambda = \frac{dW_p}{ng} = \frac{\alpha \cdot df}{ng[1 - \beta(f - f_t)]^2} \quad (24)$$

因塑性势函数 $g = I_1^3 - K_2 I_3$ 为三阶齐次方程, 故 $n = 3$ 。则上式写成

$$d\lambda = \frac{\alpha \cdot df}{3(I_1^3 - K_2 I_3)[1 - \beta(f - f_t)]^2} \quad (25)$$

这样, 由式(13)确定 K_2 参数, 由式(25)确定 $d\lambda$ 参数, 则塑性应变增量 $\{\delta \varepsilon_{ij}^p\}$ 即可确定。

五、塑性功 W_p 的计算, 弹性功 W_e 与塑性功 W_p 的关系

绘制应力水平 f 和塑性功 W_p 的曲线图必须解决塑性功 W_p 的计算问题, 下面叙述常规三轴固结排水情况塑性功 W_p 的算法。

在计算常规三轴固结排水试验的塑性功 W_p 时, 忽略等向固结所产生的塑性功。下面只讨论土样固结后, 施加偏应力 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ 后所产生的塑性功。

根据塑性功的定义, 有

$$dW_p = \sigma_{ij} \delta \varepsilon_{ij}^p \quad (26)$$

或
$$W_p = \int \sigma_{ij} \delta \varepsilon_{ij}^p \quad (27)$$

对于常规三轴固结排水试验, $\sigma_2 = \sigma_3$, $\delta \varepsilon_2 = \delta \varepsilon_3$, $\sigma_{ij} = 0 (i \neq j)$ 。故式(27)可写成

$$W_p = \int (\sigma_1 \delta \varepsilon_1^p + 2\sigma_3 \delta \varepsilon_3^p) = \int (\sigma_1 - \sigma_3) \delta \varepsilon_1^p + \int \sigma_3 (\delta \varepsilon_1^p + 2\delta \varepsilon_3^p) \quad (28)$$

根据常规三轴固结排水试验得到的 $(\sigma_1 - \sigma_3)$, ε_1 及 ε_v 关系见图4, 则得

$$W_p = \int (\sigma_1 - \sigma_3) \delta \varepsilon_1 - \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)^2}{2E} + \sigma_3 \int \delta \varepsilon_v - \frac{\sigma_3 (1 - 2\nu)(\sigma_1 - \sigma_3)}{E} \quad (29)$$

式(29)为计算常规三轴固结排水试验塑性功 W_p 的公式。其中弹性功

$$W_e = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)^2}{2E} + \frac{\sigma_3 (1 - 2\nu)(\sigma_1 - \sigma_3)}{E} \quad (30)$$

式(29), (30)中的 E 为卸荷再加荷的模量, ν 为卸荷再加荷的泊桑比。式(29)中的各项都可从 $(\sigma_1 - \sigma_3)$, ε_1 及 ε_v 的对应关系直接找到。

图11为 $\sigma_3 = 0.5, 1, 2, 3, 4 \text{ kg/cm}^2$ 的 $\frac{W_e}{W_p} \sim f$ 关系图, 从图中可见, 除初始应力水平情况试验因各种原因可能不精确外, 弹性功 W_e 和塑性功 W_p 的比值在破坏时为最小。令破坏时的 $\frac{W_e}{W_p}$ 为 $(\frac{W_e}{W_p})_f$, 不同的周围应力 σ_3 与 $(\frac{W_e}{W_p})_f$ 的关系曲线见图12, 可见破坏时的 $\frac{W_e}{W_p}$ 值接近于常数。上海粉砂土的平均 $(\frac{W_e}{W_p})_f$ 约为0.078。这样, 为了计算方便, 可用此关系来估计上海粉砂土在破坏时的塑性功。

同时从图11可知: 上海粉砂土在三轴固结排水情况下, $\frac{W_e}{W_p}$ 值始终小于1, 故可知塑性功始终大于弹性功。

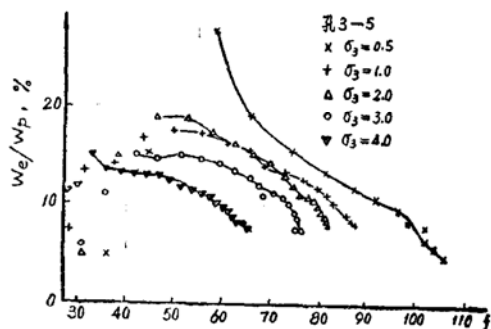


图11

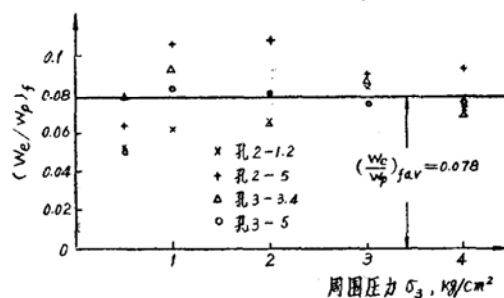


图12

六、弹性应变 ε_1^e 和塑性应变 ε_1^p 的关系

通过三轴固结排水试验,发现上海粉砂土竖向弹性应变 ε_1^e 和竖向塑性应变 ε_1^p 在破坏时有着密切关系。

竖向弹性应变 ε_1^e 可用下式计算:

$$\varepsilon_1^e = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{E} \quad (31)$$

式中 E ——卸荷再加荷的模量。

把 ε_1^e 除以常规三轴固结排水试验中相同偏应力所对应的试验值 ε_1 得到比值 Q ,即

$$Q = \frac{\varepsilon_1^e}{\varepsilon_1} \quad (32)$$

变换式(32)

$$Q = \frac{\varepsilon_1^e}{\varepsilon_1^e + \varepsilon_1^p}$$

再经过变换,则得

$$\frac{\varepsilon_1^e}{\varepsilon_1^p} = \frac{Q}{1 - Q} \quad (33)$$

令破坏时的 Q 为 Q_f ,则对应的 $\frac{\varepsilon_1^e}{\varepsilon_1^p}$ 称 $\left(\frac{\varepsilon_1^e}{\varepsilon_1^p}\right)_f$,即

$$\left(\frac{\varepsilon_1^e}{\varepsilon_1^p}\right)_f = \frac{Q_f}{1 - Q_f} \quad (34)$$

式(33)表示了竖向弹性应变 ε_1^e 和竖向塑性应变 ε_1^p 的比值。图13画出了 $\frac{\varepsilon_1^e}{\varepsilon_1^p}$ 和应力水平 f 的关系图,从图中可知 $\frac{\varepsilon_1^e}{\varepsilon_1^p}$ 始终小于1,即在常规三轴固结排水情况,竖向塑性应变 ε_1^p 始终大于竖向弹性应变 ε_1^e 。

此外,不同的周围应力 σ_3 与 $\left(\frac{\varepsilon_1^e}{\varepsilon_1^p}\right)_f$ 的关系曲线见图14。可见破坏时的 $\frac{\varepsilon_1^e}{\varepsilon_1^p}$ 接近于常数。

上海粉砂土的 $\left(\frac{\varepsilon_1^e}{\varepsilon_1^p}\right)_f$ 平均值约为0.117。该值可用于上海粉砂土地基情况,计算沉降及应变分析中作为塑性应变的上限控制用。

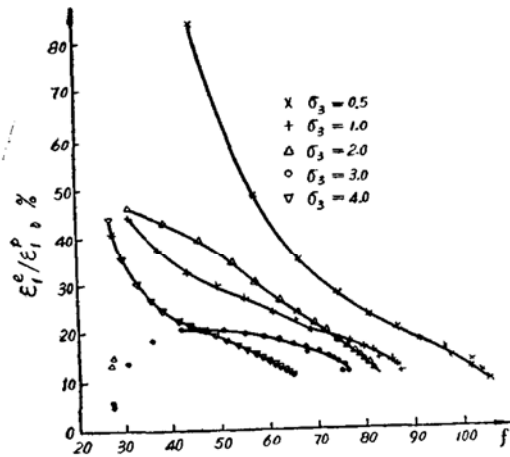


图13

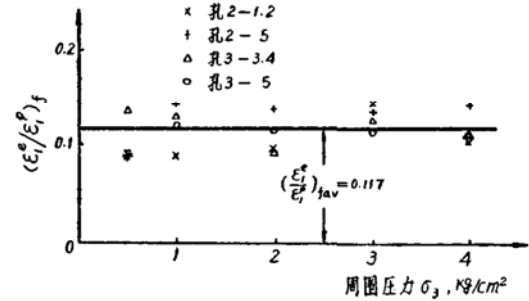


图14

七、竖向应变 ϵ_1 的计算

为了检验上海粉砂土弹塑性应力-应变模型的正确性和精度, 利用本次三轴固结排水试验测得的有关参数, 分别计算竖向塑性应变和弹性应变, 并与试验值作一比较。

弹性应变增量 $\delta \epsilon_1^e$ 用下式求得:

$$\delta \epsilon_1^e = \frac{\delta (\sigma_1 - \sigma_3)}{E} \quad (35)$$

式中 E , $(\sigma_1 - \sigma_3)$ 意义同前。

$E - \sigma_3$ 关系见式(4), 本试验的 K , n 值为

$K = 650$, $n = 0.533$ (相关系数 $r = 0.887$)。

从式(9)的第三式可知竖向塑性应变增量为

$$\delta \epsilon_1^p = \delta \epsilon_2^p = d\lambda \cdot K_2 \left(\frac{3I_1^2}{K_2} - \sigma_x \sigma_y + \tau_{xy}^2 \right)$$

考虑到常规三轴固结排水试验中, $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_3$, $\tau_{xy} = 0$, 则上式变为

$$\delta \epsilon_1^p = d\lambda \cdot K_2 \left(\frac{3I_1^2}{K_2} - \sigma_3^2 \right) \quad (36)$$

式中 $d\lambda$, K_2 的意义同前。

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = (\sigma_1 - \sigma_3) + 3\sigma_3 \quad (37)$$

竖向总应变增量

$$\delta \epsilon_1 = \delta \epsilon_1^e + \delta \epsilon_1^p \quad (38)$$

这样,依次施加应力增量,以相应的参数代入式(35),(36),(38)求得相应的应变增量,最后累加起来,即为既定的应力水平的竖向应变计算值。该值与同一应力水平对应的竖向应变试验值比较见图15,可见计算值和试验值是接近的。

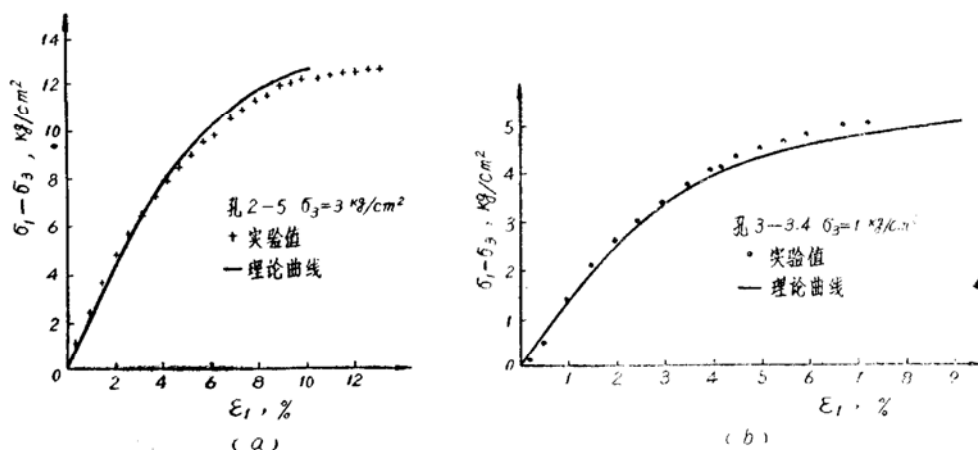


图15

由此可见,利用上海粉砂土的弹塑性应力-应变模型及有关参数计算应变,具有足够的精度,它为提供计算砂土地基变形研究创造了有利条件。

八、结 束 语

计算值与试验值比较表明:①本文论述的上海粉砂土弹塑性应力-应变模型及其参数测定的方法,具有足够的精度,将使该模型应用于实践成为可能。②上海粉砂土的 K_1 不是常数,且是周围应力 σ_3 的函数。 $d\lambda$ 也不是常数,而是土性和应力水平 f 的函数。 β 值不是常数,也是周围应力 σ_3 的函数。③上海粉砂土在破坏时弹性功 W_e 与塑性功 W_p 的比值,接近常数。同时,上海粉砂土在三轴固结排水情况,塑性应变始终大于弹性应变,且在破坏时,弹性应变 ϵ_1^e 与塑性应变 ϵ_1^p 之比值也接近常数。利用这些关系有助于进行上海粉砂土的变形分析计算。

本试验工作承蒙上海市民用建筑设计院勘察队和该队陈奕善、吴信道等同志热情支援,上海地质处马德昆同志,同济大学分校龚建萍、严夏源两同志、我校土工试验室李乃菊、杨熙章、陈文华等同志以及土力学研究室殷永安、钱宇平两同志参加试验和整理,谨此致谢!

张国霞总工程师、俞调梅教授、郑大同教授和魏道堃老师对本文提出宝贵意见一并致谢!

附录 试验方法和试验仪器

(一)土样

上海粉砂土取自上海东北部某工程,土层剖面见图16。孔2-1, 2-2为孔2深6~7.5m处的土样,孔2-5为孔2深10.5~11.0m处的土样,孔3-3, 3-4为孔3深7~8.5m处的土样,孔3-5为孔3深9~9.5m处的土样。试验土样均为匀粒土。

粉砂土的基本物理参数见表1。

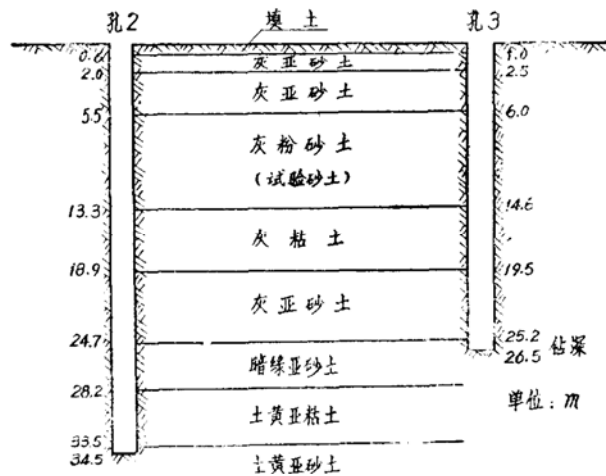


图16

表 1

含水量 (%)	容 重 (g/cm ³)	孔隙比 e	压缩系数 a_{1-2} (cm ² /kg)	压缩模量 E_{1-2} (kg/cm ²)	内摩擦角* φ ($^{\circ}$)	内聚力 c^* (kg/cm ²)
30.2	1.90	0.844	0.016	112.9	26.75	0.11

* 固结不排水剪切试验

粉砂土常规三轴固结排水试验的基本物理参数： $\varphi = 40.8^{\circ}$ ， $c = 0.285\text{kg/cm}^2$ 。

土样采用直径为80mm的取土器取土，有时要充水取土，所以，粉砂土的天然含水量不易测准。取土后，装入直径为80~85mm，长为300mm的土样筒中，自然渗水后，再封条，这样土样的层理是和原状基本相同。一星期内制成直径为3.91cm，高为8cm的粉砂土试样。在切土样时，取层理水平的土样，以减少土样扰动的影响。在装运及制作土样过程中，十分小心，不能震动，以防试样液化。

(二)试验仪器

本试验使用两台三轴仪，一台为仿波三轴仪，对孔2土样进行试验；一台为南京水电仪表厂制造的仿英三轴仪，对孔3的土样进行试验。两台三轴仪都是等轴向位移。三轴试验工作室直径为10cm，高为15cm。试验地点在同济大学土工试验室。仪器、土样安装简图如图17所示。

(三)试验方法

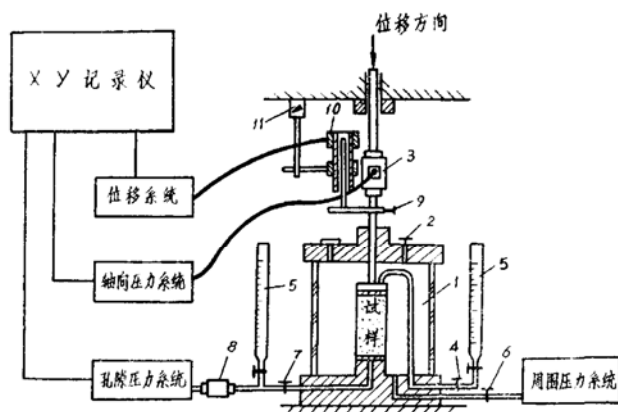
本试验采用土样饱和和常规三轴固结排水试验。

1.加荷速度的选择

加荷速度用孔隙压力的大小来确定，即保证在加荷时孔隙压力趋于零。本试验采用每分钟竖向应变 ε_1 为0.15%（每分钟压缩0.12mm）。

2.土样饱和及固结

土样饱和方式采用毛细渗水饱和。饱和度用孔隙压力测定，当孔隙压力 $\geq 95\%$ 周围应力时，认为土样已饱和。排水固结从孔隙压力消散趋于零、直到稳定后算起，本试验的固结时间为1~1.5小时，直到排水稳定后才进行轴向加荷，达不到上述要求，不进行三轴排水试验。饱和、固结示意图见图18。



1. 压力室 2. 排气孔 3. 压力传感器 4. 排水阀 5. 量管 6. 周围压力阀
7. 孔隙压力阀 8. 压力传感器 9. 固定支架 10. 电感位移计 11. 磁性支架

图17

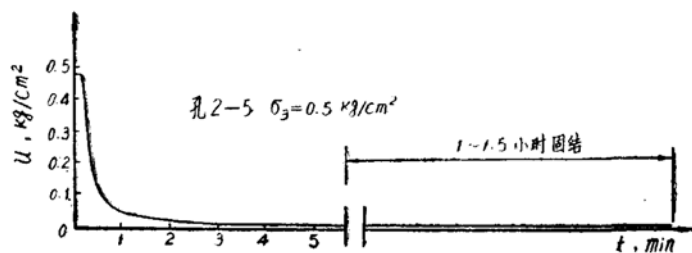


图18

3. 加荷、卸荷控制

本试验用位移来控制测读偏应力、孔隙压力和排水变化。每增加竖向应变 ϵ_1 不大于0.5%读一次各值读数，当 ϵ_1 等于4%时，卸荷再加荷一次，达到峰值后，再卸荷再加荷一次，以观察两次卸荷再加荷模量是否相等，试验证明，两者比较接近。第二次卸荷再加荷后，试验结束。峰值荷载作为破坏荷载，见图19。

4. 各种仪器试验前后都要各校验标定一次，以保证试验精度，

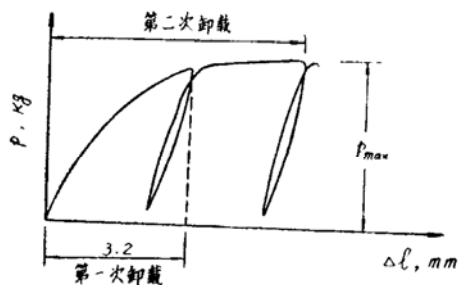


图19

参 考 文 献

- [1] Lade, P.V. and Duncan, J.M., Elastoplastic Stress-strain Theory for Cohesionless Soil, J. Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 101, No. GT10, Oct., 1975.
- [2] 黄文熙, 土的弹塑性应力-应变模型理论, 清华学报, 19卷1号, 1979。
- [3] Lade, P.V. and Duncan, J.M., Cubical Triaxial Tests on Cohesionless Soil, J. Soil Mechanics Foundation Division, ASCE, Vol. 99, No. SM10, Oct., 1973.
- [4] Lade, P.V., Elastic-Plastic-Stress-Strain Theory for Cohesionless Soil with Curved Yield Surfaces, Inter. Journal of Solids and Structures, Vol. 13, No. 11, 1977.
- [5] 黄文熙, 硬化规律对土的弹塑性应力-应变模型影响的研究, 岩土工程学报, 第2卷第1期, 1980。
- [6] Hill, R., The Mathematical Theory of Plasticity, London, Oxford Univ. Press, 1950.
- [7] Duncan, J.M. and Chang, C.Y., Non-linear Analysis of Stress and Strain in Soils, J. Soil Mechanics Foundation Division, ASCE, Vol. 96, No. SM5, Sept., 1970.

A Study of Elastoplastic Model for Shanghai Silty-sand

Zhang Wen-qing, Zhao Xi-hong and Dong Jian-guo

(Tongji University, Shanghai)

Abstract

In order to study the elastoplastic properties of Shanghai silty-sand and the determination of the relevant parameters, consolidated-drained triaxial test with Shanghai silty-sand including 4 sets of 20 specimens had been performed. Soil samples were taken at the depth from 5m to 15m below the ground surface located at the northeast district of Shanghai.

In this paper the changing law of such parameters, A , α and β is analysed, the expression of plastic work W_p is derived and presented, the relationship between the elastic work W_e and plastic work W_p and the axial elastic strain e^e and plastic strain e^p are discussed. The results of computation agreed fairly well with the measurement in laboratory.

It is expected that the results will be helpful to create a new method of settlement computation for silty-sand in Shanghai.