

第 二 篇

软土流变的室内试验 与有关问题研究

第 4 章 软土流变特性室内试验及其本构模型

结合上海地区软土的分层分布特点 ,进行了三种典型粘土的室内流变试验 ,得到了丰富的成果。

§ 4.1 上海地区软土的分层和分布

上海地区软土属于近代滨海沉积物 ,沉积历史短 ,而且上海地区地下水位高 ,通常 - 1m 即可见地下水。土质较差。上海地区土主要包括(自上而下):

- 1. 表层的褐黄色粉质粘土 ,厚约 3m 左右 ,通常用作浅基础的持力层 ;
- 2. 灰色淤泥质粘土 ,该层厚度大约 20m ,强度低 ,压缩性大 ,支承在天然地基上的建筑物的沉降变形主要是由该层引起 ;
- 3. 暗绿色粉质粘土 ,厚约 3m ,往往作为桩基持力层。上海地层浅层地基土的典型剖面图参见图 4.1-1。除了土层厚薄上会有些差异以及有可能出现硬土层的局部缺失外 ,这种剖面具有普遍意义。

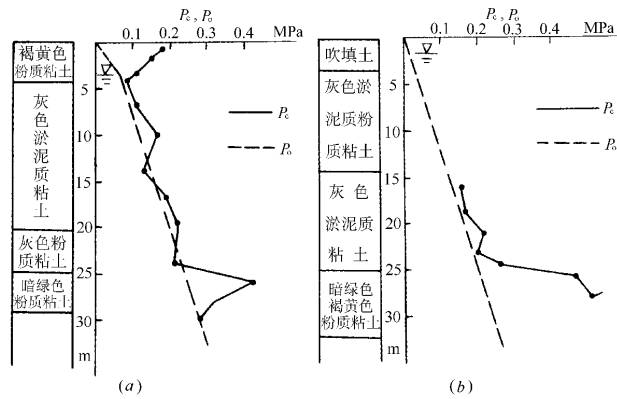


图 4.1-1 上海地区浅层地基土的典型剖面图

灰色淤泥质粘土层的 C_c 值与天然孔隙比 e ,天然含水量 w 的相关关系可表述为:

$$C_c = 0.598(e - 0.575) \tag{4.1-1}$$

$$C_c = 1.843(w - 0.222) \tag{4.1-2}$$

上述二式的误差约为 13% 左右。

其它土性的各压缩性参数于表 4.1-1

上海浅层地基各土层的有关压缩性参数

表 4.1-1

指标或参数	土 层		
	褐黄色粉质粘土层	灰色淤泥质粘性土层	暗绿色粉质粘土层
C_c	0.142~0.400 平均值 0.279±0.052	$C=0.598(e-0.575)$ $C=1.843(w-0.222)$	0.116~0.182 平均值 0.150±0.016
C_e	0.028~0.044 平均值 0.035±0.003	0.0306~0.0320	0.019~0.021
C_α		据 94 只测定值统计 0.009~0.021 平均值 0.014±0.003	

表中： C_c ——压缩指数； C_e ——回弹指数； C_α ——次固结指数。

§ 4.2 试验所用土样的物理力学指标

试验所用土样的物理力学指标分别示于表 4.2-1 ,表 4.2-2。

试验用土的物理力学性质指标

表 4.2-1

试验 编号	土 层	取土 深度 (m)	含水量 w (%)	重度 γ (kN/ m ³)	孔隙比 e	饱和度 S_r (%)	土粒 比重 G	塑性 指数 I_P (%)	粘聚力 c (MPa)	内摩 擦角 φ (°)	压缩 系数 a_{1-2} (MPa ⁻¹)	压缩 模量 E_{1-2} (MPa)
TC ₄	灰色淤泥质粘土	6.0~ 6.3	53.2	17.2	1.449	100.0	2.75	18.7	0.008	11.7	1.63	1.40
TC ₅	同 上											
TC ₆	灰色淤泥质粉质粘土	4.0~ 4.3	33.5	17.6	1.063	85.7	2.73	13.2	0.019	19.9	0.69	2.81
TC ₈	灰色淤泥质粉质粘土	15.0~ 15.3	34.1	18.6	0.968	96.2	2.73	15.4	0.029	11.6	0.42	4.47
TC ₉	同 上											
TR ₉	同 上											
DC ₁	灰色淤泥质粉质粘土	12.0~ 12.3	37.9	17.4	1.164	88.9	2.73	14.8	0.017	11.5	0.86	2.35
DR ₁	同 上											
DC ₂	暗绿色粉质粘土	29.0~ 29.3	24.2	20.0	0.672	98.0	2.72	12.4	0.068	19.7	0.18	9.04
DR ₂	同 上											
DC ₃	褐黄色粉质粘土	2.0~ 2.3	39.7	18.3	1.084	100.0	2.73	16.5	0.036	11.2	0.35	5.77
DR ₃	同 上											

试验土样的常规物理力学性质指标

表 4.2-2

编号	土 类	取土 深度 (m)	含水量 % (kN/m ³)	重度 (kN/m ³)	孔隙比	粘聚力 (MPa)	内摩 擦角 (°)	压缩 系数 (MPa ⁻¹)	压缩 模量 (MPa)	颜 色
RY32	淤泥质粘土	12.0~12.3	37.9	17.4	1.064	0.017	13.5	0.86	2.75	灰
RY33	淤泥质粘土	14.0~14.3	35.1	17.8	0.942	0.023	14.0	0.51	3.87	灰
RY34	淤泥质粘土	14.0~14.3	35.1	17.8	0.942	0.023	14.0	0.51	3.87	灰
RYD ₂ ¹	淤泥质粘土	9.0~9.3	52.7	17.2	1.416	0.012	16.8	1.35	1.69	灰
RYD ₃ ¹	淤泥质粘土	9.0~9.3	53.2	17.2	1.408	0.007	15.0	1.40	1.60	灰
RYD ₆ ⁵	淤泥质粘土	9.0~9.3	52.4	17.2	1.441	0.008	11.2	1.42	1.58	灰
REZ1	褐黄色粉质粘土	1.8~2.1	36.9	18.8	0.995	0.020	10.2	0.43	4.44	褐黄
REZ2	褐黄色粉质粘土	1.8~2.1	36.9	18.8	0.995	0.020	10.2	0.43	4.44	褐黄
RAZ1	暗绿色粉质粘土	27.0~27.3	22.7	20.7	0.618	0.058	20.2	0.18	8.04	暗绿
RAZ2	暗绿色粉质粘土	27.0~27.3	22.7	20.7	0.618	0.058	20.2	0.18	8.04	暗绿
RYZ1	淤泥质粘土	17.0~17.3	39.8	17.5	1.140	0.015	13.4	0.64	3.20	灰
RYZ2	淤泥质粘土	17.0~17.3	39.8	17.5	1.140	0.015	13.4	0.64	3.20	灰
SAZ1	暗绿色粉质粘土	29.0~29.3	24.2	20.0	0.672	0.064	18.6	0.14	9.04	暗绿
SAZ2	暗绿色粉质粘土	29.0~29.3	24.2	20.0	0.672	0.064	18.6	0.14	9.04	暗绿
SEZ1	褐黄色粉质粘土	3.0~3.3	37.8	18.3	0.897	0.015	14.2	0.48	4.71	褐黄
SEZ2	褐黄色粉质粘土	3.0~3.3	37.8	18.3	0.897	0.015	14.2	0.48	4.71	褐黄
SEZ3	褐黄色粉质粘土	3.0~3.3	37.8	18.3	0.897	0.015	14.2	0.48	4.71	褐黄
SYZ1	淤泥质粘土	9.0~9.3	23.9	19.5	0.688	0.015	31.8	/	/	灰色(砂)
SYZ2	淤泥质粘土	9.0~9.3	23.9	19.5	0.688	0.015	31.8	/	/	灰色(砂)
SYZ3	淤泥质粘土	9.0~9.3	23.9	19.5	0.688	0.015	31.8	/	/	灰色(砂)
SA31	暗绿色粉质粘土	40.0~40.3	20.1	21.3	0.545	0.081	21.0	0.12	9.87	暗绿
SA32	暗绿色粉质粘土	40.0~40.3	20.1	21.3	0.545	0.081	21.0	0.12	9.87	暗绿
SY31	淤泥质粘土	20.0~20.3	39.9	17.5	1.154	0.013	16.3	0.47	4.66	灰色
SE32	褐黄色粉质粘土	2.7~3.0	35.2	18.1	0.876	0.016	13.1	0.52	4.53	褐黄

§ 4.3 土样的蠕变与应力松弛试验*

4.3.1 土的蠕变试验

(1) 塑性粘土的蠕变试验曲线

图 4.3-1(a)是侏罗纪粘土的纯剪蠕变试验曲线。这种粘土具有高度的分散性和塑性，

* 本节内容摘引了同济大学夏明耀教授所编述的《土壤流变学及其工程应用》讲义(第一篇、第一章中的 § 1.2 和 § 1.4 两节),1990 年 10 月稿。谨在此深布谢忱。

小于 0.005mm 粒级的含量为 56 % ,含水量 $w = 32 %$, $w_L = 48 %$, $w_p = 26 %$ 。塑性指数 $I_p = 22$,液性指数 $I_L = 0.27$,此种粘土呈可塑状态。试样做成实心的圆柱形 ,做扭转试验 ,使试样达到纯剪状态。首先 ,对试样进行快速加荷 ,得到瞬时抗剪强度 $\tau_s = 0.167 \times 10^5 \text{Pa}$ (0.167kg/cm^2)。在扭转试验时 ,使六个试样的剪应力 τ 分别为 $0.53\tau_s$, $0.575\tau_s$, $0.59\tau_s$, $0.60\tau_s$, $0.63\tau_s$, $0.7\tau_s$ 。从图中可以看出 ,当 $\tau = 0.53\tau_s$ 与 $0.575\tau_s$ 时 ,蠕变表现为衰减型的 ,试样不会遭到破坏 ;可是当 $\tau \geq 0.59\tau_s$ 时 ,土样出现流动阶段(等速蠕变) ,最后发展为加速蠕变 ,尔后土样即急速达到破坏。可以观察到 ,导致从衰减蠕变过渡到非衰减蠕变的剪应力增量仅为 $\Delta\tau = 0.015\tau_s = 0.0025 \times 10^5 \text{Pa}$ 。

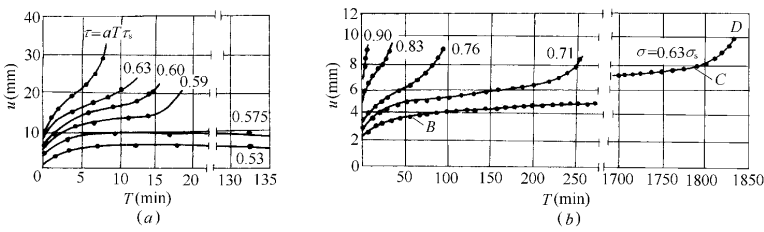


图 4.3-1 塑性粘土的蠕变曲线图
(a) 纯剪蠕变曲线 (b) 单轴压缩蠕变曲线

图 4.3-1(b) 是日本大阪市冲积塑性粘土原状土的单轴压缩蠕变曲线。这种土的含水量 $w = 65 %$, $w_L = 63 % \sim 83 %$,饱和度 100 %。试样做恒压下的压缩试验 ,测得瞬时抗压强度 $\sigma_s = 0.9 \times 10^5 \text{Pa}$ 。压缩试验时 ,使五个试样的压应力 σ 分别为 $0.63\sigma_s$, $0.71\sigma_s$, $0.76\sigma_s$, $0.83\sigma_s$, $0.90\sigma_s$ 。从图中可以看出 ,在各种荷载下 ,均表现为非衰减的蠕变 ,而且可以清楚地看出三个蠕变阶段。

图 4.3-2 是粘土的直剪蠕变试验曲线。直剪试验时 ,四个试样的剪应力 τ 分别为 $0.4\tau_s$, $0.43\tau_s$, $0.47\tau_s$, $0.55\tau_s$ 。图中可见 ,在 $\tau = 0.4\tau_s$ 时 ,蠕变呈衰减型 ;在 $\tau > 0.4\tau_s$ 时 ,蠕变出现粘塑性流动 ,最后试样破坏。

以上试验表明 ,塑性粘土当应力超过某定值时 ,具有标准的三阶段蠕变性质。

图 4.3-3 表示塑性粘土的加卸载变形曲线。

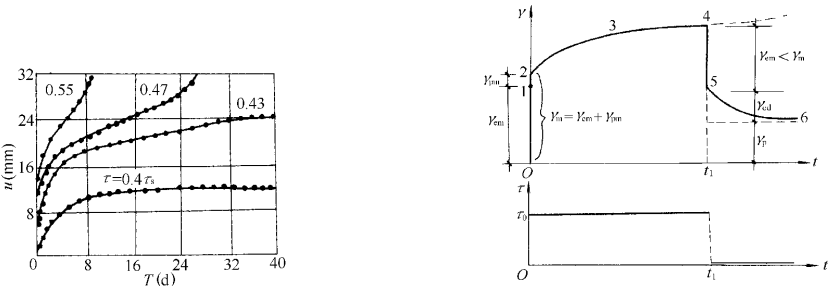


图 4.3-2 直剪蠕变曲线

图 4.3-3 粘土加卸载的变形曲线

对土样施加剪应力 τ_0 后,产生瞬时剪应变 0—2,然后产生减速蠕变 2—3,等速蠕变 3—4。在时刻 t_1 将荷载去除,4—6 表示可逆变形部分,其中 4—5 表示瞬时可逆弹性变形,5—6 表示长期可逆弹性变形, γ_p 表示不可逆的残余变形,即土样的塑性变形。从图可见,粘土的总剪切变形一般有四部分内容,即:快速的可逆变形(弹性的) γ_{em} ;快速的残余变形(塑性的) γ_{pm} ;长期的可逆变形(弹性的) γ_{ed} ;长期的残余变形(塑性的) γ_p 。

图 4.3-4 表示灰色粘质粉土重复加载时的变形曲线。

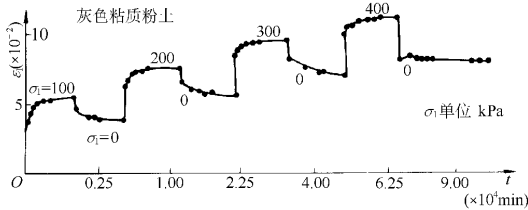


图 4.3-4 重复加载排水蠕变试验曲线

有些土工建筑物,如粮仓、油罐等的地基,经常受到上部结构的加载和卸载的反复作用。所以需研究土体在反复荷载下的蠕变特性。本试验在 K_0 固结仪上进行,土样为灰色粘质粉土。含水量 35.5%,压缩模量 $E_{s1-2} = 55.9 \times 10^5 \text{ Pa}$,孔隙比 1.06。试验时土样上下面排水,采用 4 级垂直荷载,其值分别为 $\sigma_1 = 100, 200, 300, 400 \text{ kPa}$,每级荷载历时 24 小时左右。卸载到 $\sigma_1 = 0$,也维持该状态 24 小时,观察、记录其变形;随后施加下一级荷载,重复上述步骤,将记录数据绘制成图 4.3-4 的曲线。从图中曲线可见:在恒载作用下,土样均表现有减速蠕变和等速蠕变,其等速蠕变与时间的平方根呈线性关系,这一现象与同类土的不排水蠕变规律是一致的。在卸载的瞬间,土样产生快速的可逆变形,其量值与加载瞬时弹性变形之比,随应力水平的提高而加大,随着时间的推移,土样产生长期的可逆变形,这部分可逆变形可达加载变形的 $1/4 \sim 1/3$,最后保留了一部分残余变形。随着反复加、卸荷载次数的增加,其残余变形值亦逐渐增大。

(2) 密实粘土的蠕变试验曲线

图 4.3-5 是密实粘土的蠕变曲线。这种粘土土样系从 50m 深处取得其结构未破坏的第三纪蒙脱石粘土。粘土含粉粒 37% 和粘粒 62%,并且在粘粒中胶体颗粒达 70%。液性指数 $I_L < 0$,呈坚硬状态。测得瞬时(1h)抗剪强度 $\tau_s = 2.75 \times 10^5 \text{ Pa}$,试验在直剪仪上进行,垂直荷载 $\sigma_n = 7 \times 10^5 \text{ Pa}$,使四个试样的 τ 分别为 $0.3\tau_s, 0.5\tau_s, 0.7\tau_s, 0.9\tau_s$ 。试验持续二

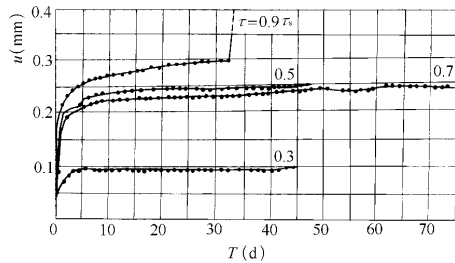


图 4.3-5 密实粘土的蠕变曲线

个半月。从图中可以看出,当 $\tau = (0.3 \sim 0.7)\tau_s$ 时,蠕变显示为衰减型,待试验结束时,试样均未破坏。但当 $\tau = 0.9\tau_s$ 时,试验从开始到 32 天,蠕变均呈衰减型,但是试样此时突然发生脆性破坏,而且破坏出现十分急速,破坏前未经历等速蠕变阶段,甚至未出现明显的加速

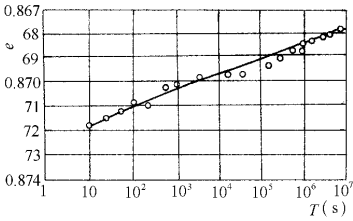


图 4.3-6 干细砂有侧限压缩蠕变曲线

4.3.2 土的应力松弛试验

(1) 室内试验

① 单轴应力松弛试验

试验在特制的仪器上进行,采取同一物性的六个土样,试样温度保持在 30℃。对每一试样施加 σ 使其达到预定的应变 ϵ_0 (0.125%、0.25%、0.5%、1.0%、1.5%、2.0%) 时,即保持初始应变 ϵ_0 不变,进行应力松弛试验。画出应力 σ 的经时变化曲线,图 4.3-7 即为以时间对数为横坐标的应力松弛曲线。从图中可见,在 100min 以前应力松弛与时间的对数成直线关系。当 1000min 左右时,应力不再松弛,保持在某一常数值,当然初始应变大的,保持的应力值也较大,但并非所有土样的应力均松弛到某一常数。据 Tan, T.K. 的试验,肥粘土中的应力松弛可持续到零,而据 Goldstein, M. 的试验,软粘土也是松弛到零,只是硬粘土才松弛到某一一定的常数值。图 4.3-8 曲线的斜率即为应力松弛的速率,它反映应力从初始应力开始松弛的快慢程度,斜率大的,松弛得快。图 4.3-8 表示不同初始应变时的应力松弛速率图。图中还绘制了试样 No.2 组及试样 No.3 组的结果。从图中可见,初始应变 ϵ_0 越大,应力松弛得越快。

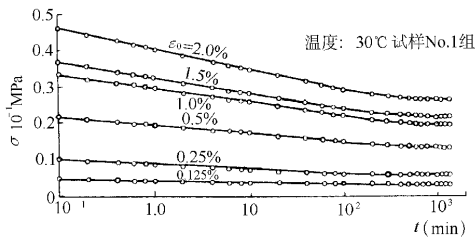


图 4.3-7 单轴应力松弛曲线

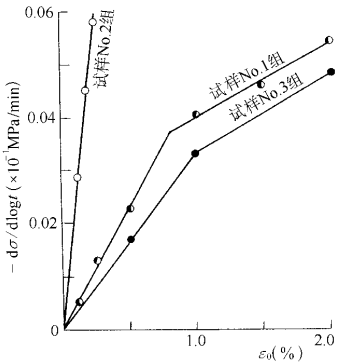


图 4.3-8 应力松弛速率-初始应变的关系

图 4.3-7 特别指出试验是在温度为 30℃ 的条件下进行的,则温度高低对应力松弛规律会产生相当影响。图 4.3-9 表示应力松弛特性与温度的关系。试样共八个,每个试样的温度不一样,从 10℃ 到 50℃ 不等。但每个试样应力松弛时的初始应变都是一样的, $\epsilon_0 = 0.5\%$ 。从图中可见,温度越高,达到同样初始应变所需施加的应力则较小。另外,从曲线的

斜率可以看出 ,温度越低 ,应力松弛的速率越大 ,即应力松弛越快。

② 三轴应力松弛试验

用四个饱和粘土试样进行三轴应力状态下的剪应力松弛试验。首先以有效侧压力 0.2MPa 各向均匀固结 ,然后在不排水条件下 ,以 0.1 % ~ 15.6 % /min 的应变速率进行剪切一直达到预定的应变为止 ,立即进行应力松弛试验。松弛试验开始时的条件汇于下表。 $\dot{\epsilon}$ (% /min) 为剪切到预定初始应变时的应速速率 , ϵ_1 为应力松弛开始时的初始应变。

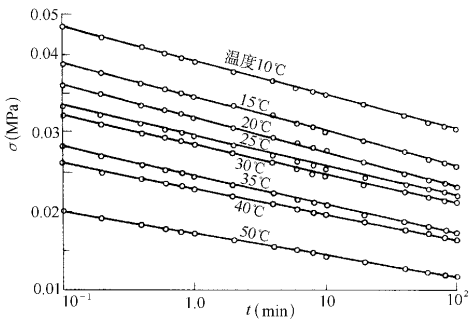


图 4.3-9 应力松弛与温度的关系

No.	ϵ_1 (%)	$\dot{\epsilon}$ (% /min)	No.	ϵ_1 (%)	$\dot{\epsilon}$ (% /min)
1	2.08	0.10	3	0.422	12.20
2	0.995	9.95	4	0.831	15.60

图 4.3-10 表示应力松弛过程中偏应力与时间的变化关系 ,由图可见 ,应力松弛与时间的对数成正比。曲线的斜率表示应力松弛的速率 ,当 ϵ_1 较小时 ,应力松弛速率很低 ,即松弛过程进行缓慢 ;当 ϵ_1 增加时 ,松弛速率也提高 ;当 ϵ_1 达到 1 % 左右时 ,速率几乎保持定值。图 4.3-11 表示应力松弛过程中孔隙水压力随时间的变化曲线 ,从图中可见 ,在应力松弛过程中 ,孔隙水压力几乎保持为定值。孔隙水压的大小仅与初始应变有关。

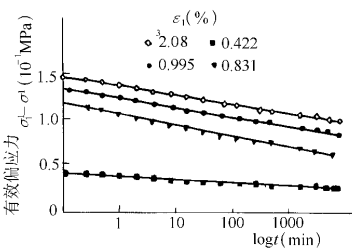


图 4.3-10 三轴偏应力松弛曲线

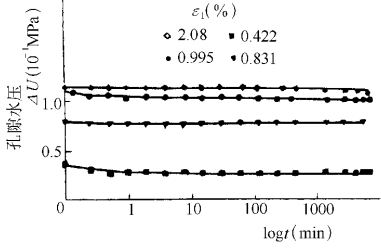


图 4.3-11 应力松弛时的孔隙水压与时间曲线

图 4.3-12 为应力松弛时的有效应力路径。图中的 σ'_{me} 是等价压力 ,在不排水条件下的该试验中相当于固结压力。从图可见 ,应力松弛过程中有效应力路径几乎与最大主应力轴平行 ,因为孔隙水压力值在应力松弛过程中不发生变化。

由以上实验 ,得到应力松弛的试验公式如下 :

$$\sigma(\epsilon_1, t) = \sigma(\epsilon_1, t_0) - \beta(\epsilon_1) \log(t/t_0)$$

(4.3-1)

式中 : $\sigma(\epsilon_1, t)$ 为当初始应变 ,为 ϵ_1 时 ,任意时刻 t 的松弛应力 ; ϵ_1 与 $\sigma(\epsilon_1, t_0)$ 为松弛开始时的初始应变与初始应力 ; $\beta(\epsilon_1)$ 为对应于初始应变 ϵ_1 的应力松弛速率 ,见图 4.3-13。

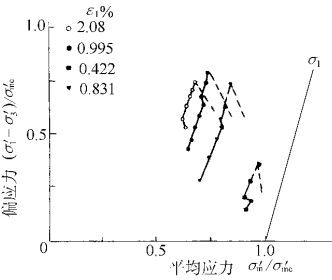


图 4.3-12 应力松弛时的有效应力路径

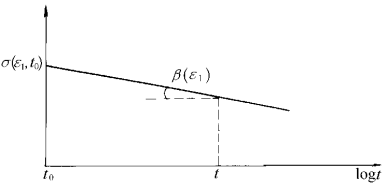


图 4.3-13

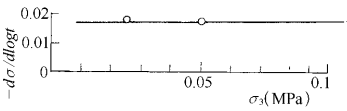


图 4.3-14 应力松弛速率与 σ_3 的关系

村山等还进行了不排水条件下 σ_3 对应力松弛速率的影响试验,图 4.3-14 就是这种试验的结果。由图可见 σ_3 的大小几乎不影响应力松弛的速率。因此,在进行应力松弛试验时 σ_3 的取值可不受限制。

③ 在 K_0 固结仪上所作剪应力松弛试验

在 K_0 固结仪上不仅可以研究 $K_0(t)$,而且还可以进行剪应力松弛试验。本试验采用上海的灰色粉质粘土,取自 19m 深的土层,孔隙比为 0.98,含水量 33.1%,液性指数 I_L 为 0.88,土呈软塑状态,压缩模量 E_{s1-2} 为 4070kPa。剪应力松弛试验是通过维持 σ_1 、 ϵ_1 不变来测定土样的侧向应力 σ_3 随时间的变化。开始时先施加某级竖向荷载 σ_1 ,这时土样产生竖向固结变形,待变形达到某一松弛初始应变 ϵ_0 时,通过不断增加土样的侧向应力 σ_3 ,以维持竖向应变 ϵ_0 为恒定。试验过程中,土样的剪应力 $\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$ 随时间而不断下降,反映了土体剪应力松弛的特点。当某级竖向荷载下,剪应力松弛 24 小时后,施加下一级竖向荷载,并重复上述步骤。根据量测得到的 $\sigma_3(t)$,得到土样剪应力松弛曲线 $\tau(t)$,如图 4.3-15 所示。从图中可以发现,对于这种呈软塑状态的土,剪应力松弛到零,而且在不断加载后的剪应力松弛会使 σ_3 大于 σ_1 。这一试验结果具有很大的工程实用价值。

静止侧压力系数 $K_0(t)$ 在排水条件下将随时间而下降,但在剪应力松弛过程中, $K_0(t)$ 却是随时间而增大的,这是因为剪应力松弛时将使 σ_3 不断增大的缘故(σ_1 保持不变),见图 4.3-16。从图中还可看出, K_0 在应力松弛过程中可能会大于 1。这是因为在松弛试验过程

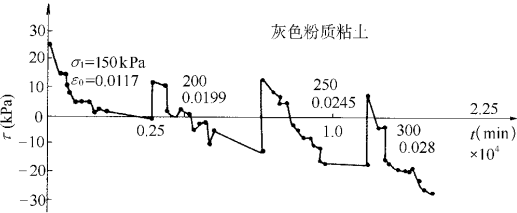


图 4.3-15 不断加载时的剪应力松弛曲线

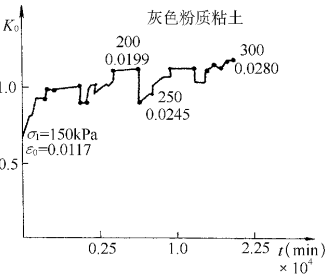


图 4.3-16 剪应力松弛过程的 $K_0(t)$ 曲线

中,待 ε_1 的值超过初始应变 ε_0 某一微量时,才施加 σ_3 使 ε_1 回复到 ε_0 所致。一方面说明现有仪器的不足之处,另一方面也说明在实际工程中如果用挡墙结构或地下结构来恢复原来的土体变形,那么挡墙结构上所受到的土压力将会大于垂直应力 σ_1 ,土压力反映为被动性质的。

土的剪应力松弛程度,即作用在土工结构上的土压力的增长程度,与土工结构的位移大小、位移速率以及土体本身的蠕变速率均有关系。所以,对于土工结构物的强度和稳定性分析等而言,都需要研究土体的剪应力松弛规律。

(2) 现场测试

试验在我国某铁路隧道的黄土地段中进行,目的是测定黄土地层弹性抗力的松弛规律。因为隧道结构往往采用圆形、拱形、拱形直墙等型式,在岩土压力作用下,结构的某些部位会向地层变形,地层则向结构提供约束变形的弹性抗力。为了解地层弹性抗力的松弛情况,进行了现场测试。

试验在专门开挖的旁洞内进行。试验洞长 11m,高 2m,跨度 3m,试验采用水平千斤顶加载,加载系统由螺旋千斤顶和测力环组成,承载板面积 $30\text{cm} \times 30\text{cm}$,分二级加载,每级历时 10 天(图 4.3-17)。试验时在某级恒载下加载板向地层内变形,在保持测力环读数的前提下,变形便继续增加,出现蠕变现象。当变形达到 y_0 时,不再使其变形增加(不再扳动千斤顶),此时测力环读数便逐渐下降,即发生地层抗力松弛现象。 y_0 与 σ_0 即为松弛开始时的变形和抗力值。据试验数据整理,得到如图 4.3-18 所示的地层弹性抗力松弛曲线。从图中可以看到,抗力并未松弛到零。

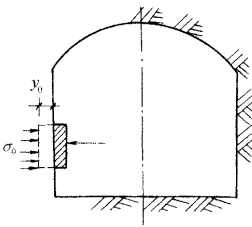


图 4.3-17 地层弹性抗力松弛试验

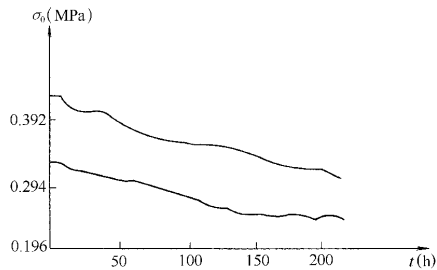


图 4.3-18 黄土的弹性抗力松弛曲线

地层弹性抗力松弛现象的存在,使在考虑抗力对结构的有利因素时,要留有一定余地。

§ 4.4 淤泥质粘土的流变特性试验

4.4.1 上海淤泥质粘土蠕变特性试验

图 4.4-1(a) A.4-1(b) A.4-1(c) A.4-1(d) A.4-1(e) A.4-1(f) A.4-1(g) A.4-1(h), A.4-1(i) A.4-1(j) 是一组淤泥质粘土三轴剪切蠕变试验原始曲线;图 4.4-2(a) A.4-2(b), A.4-2(c) A.4-2(d) A.4-2(e) A.4-2(f) 是一组淤泥质粘土的单向压缩蠕变试验曲线;图 4.4-3(a) A.4-3(b) A.4-3(c) 是一组淤泥质粘土的直剪蠕变试验曲线。综合以上试验结果,对上海地区淤泥质粘土的蠕变特性可作如下定性描述:

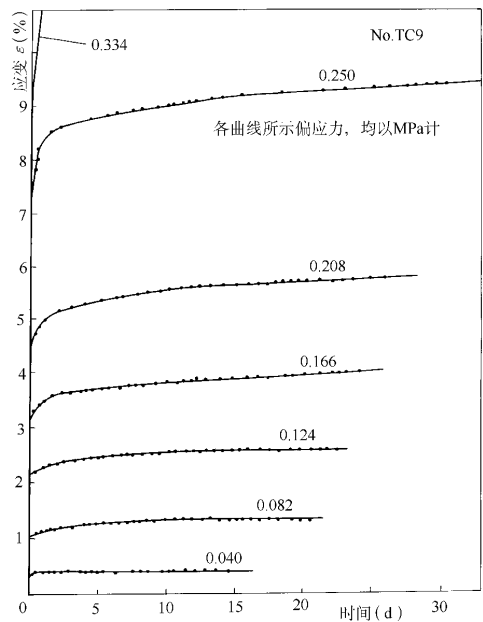


图 4.4-1(a) 淤泥质粘土(1)的三轴蠕变试验曲线

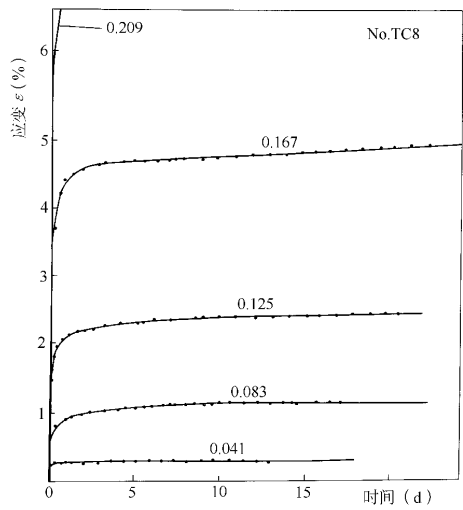
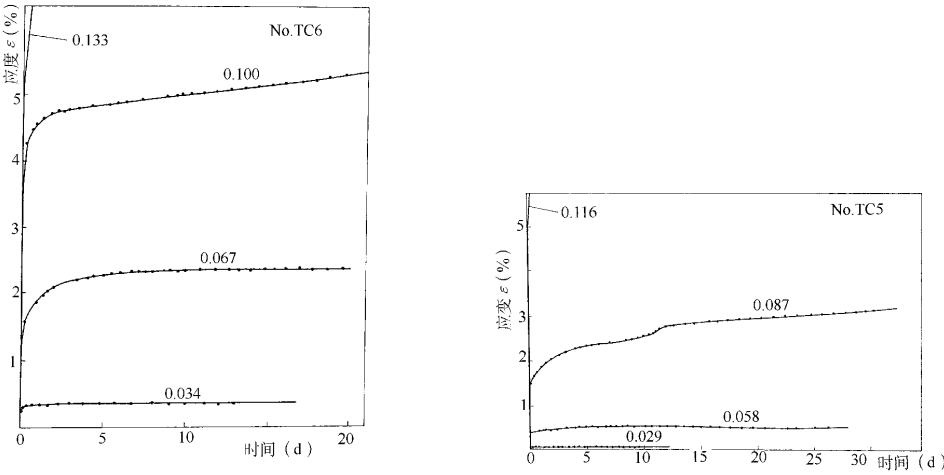


图 4.4-1(b) 淤泥质粘土(2)的三轴蠕变试验曲线



4.4-1(c) 淤泥质粘土(3)的三轴蠕变试验曲线 图 4.4-1(d) 淤泥质粘土(4)的三轴蠕变试验曲线

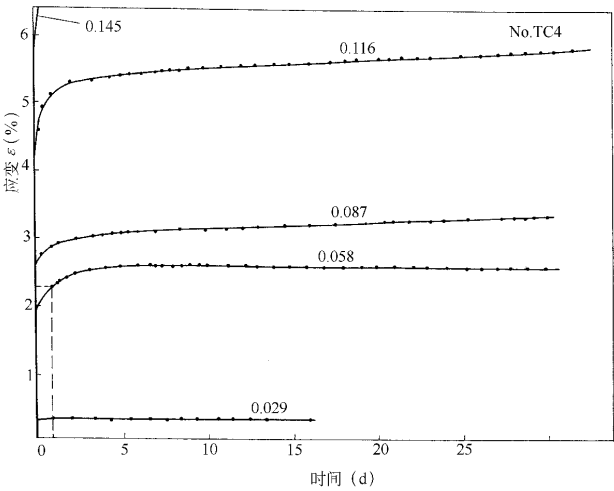


图 4.4-1(e) 淤泥质粘土(5)的三轴蠕变试验曲线

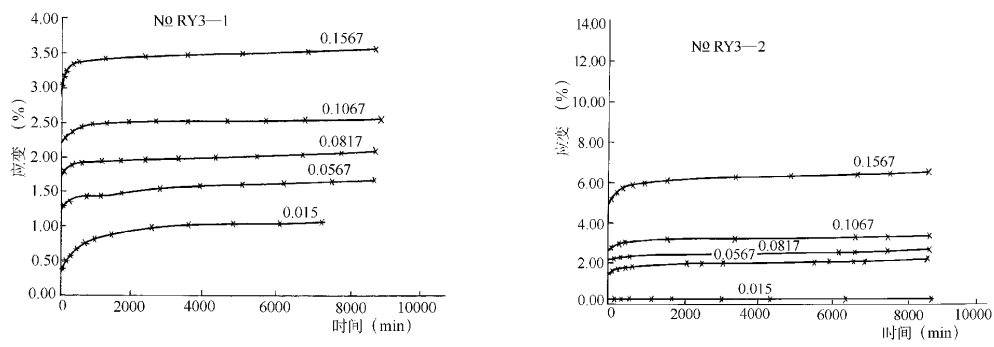


图 4.4-1(f) 淤泥质粘土(6)的三轴蠕变试验曲线 图 4.4-1(g) 淤泥质粘土(7)的三轴蠕变试验曲线

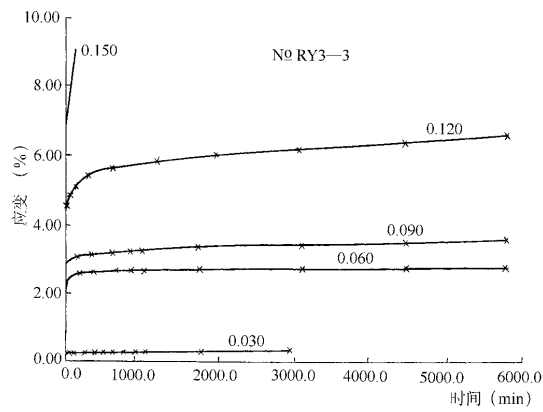


图 4.4-1(h) 淤泥质粘土(8)的三轴蠕变试验曲线

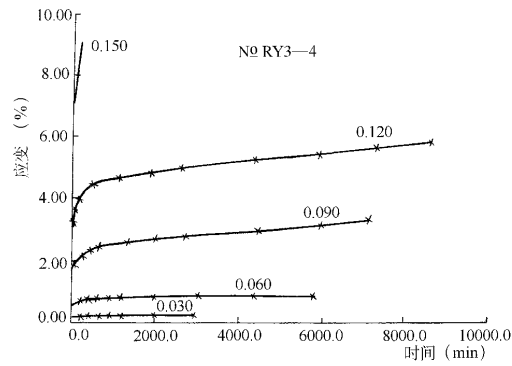


图 4.4-1(i) 淤泥质粘土(9)的三轴蠕变试验曲线

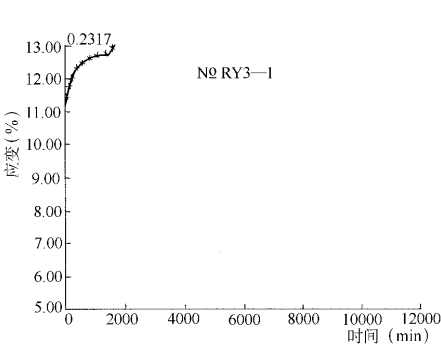


图 4.4-1(j) 淤泥质粘土(10)的三轴蠕变试验曲线

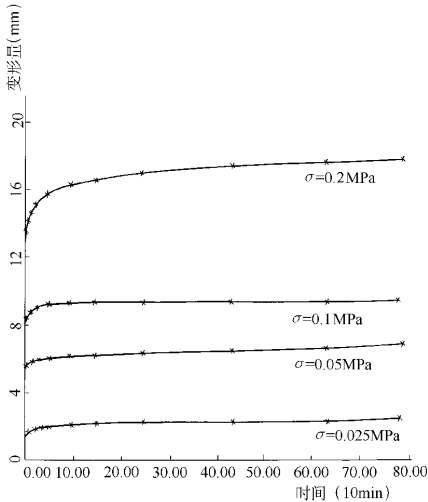
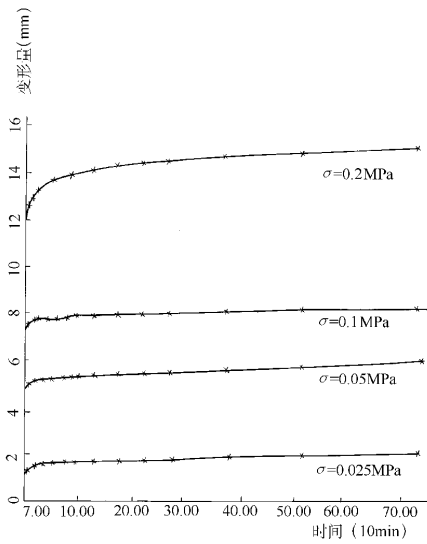


图 4.4-2(a) 淤泥质粘土(1)的单向压缩蠕变试验 图 4.4-2(b) 淤泥质粘土(2)的单向压缩蠕变试验

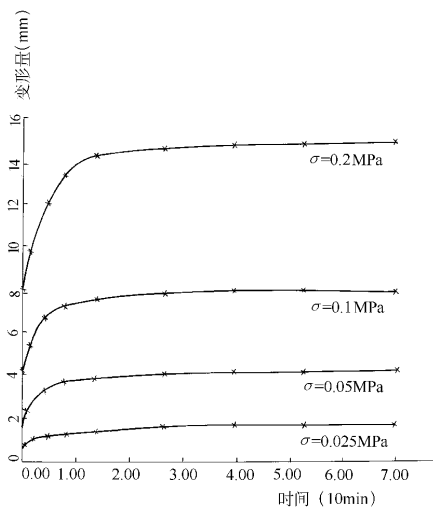
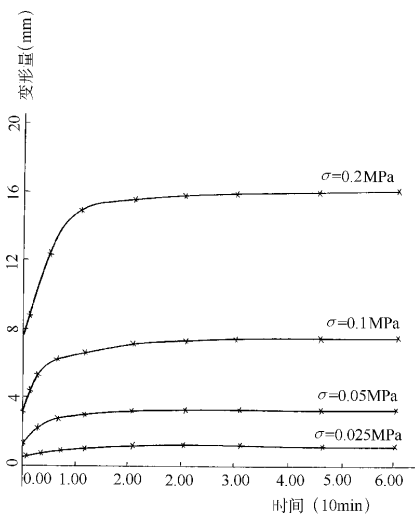


图 4.4-2(c) 淤泥质粘土(3)的单向压缩蠕变试验 图 4.4-2(d) 淤泥质粘土(4)的单向压缩蠕变试验

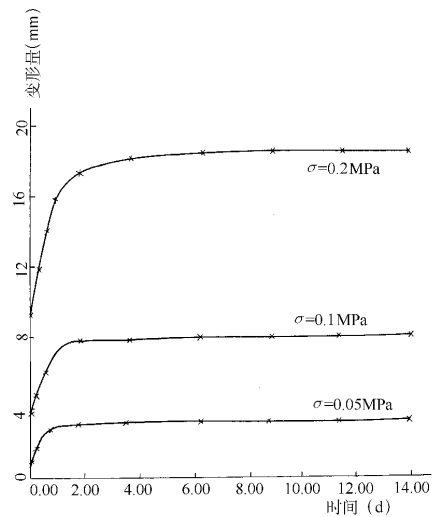
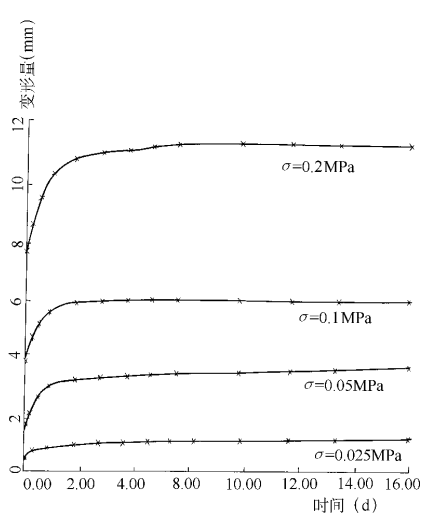


图 4.4-2(e) 淤泥质粘土(5)的单向压缩蠕变试验 图 4.4-2(f) 淤泥质粘土(6)的单向压缩蠕变试验

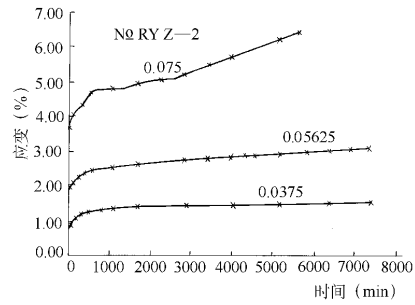
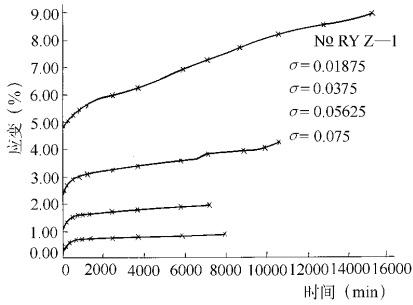


图 4.4-3(a) 淤泥质粘土(1)的直剪蠕变试验

图 4.4-3(b) 淤泥质粘土(2)的直剪蠕变试验

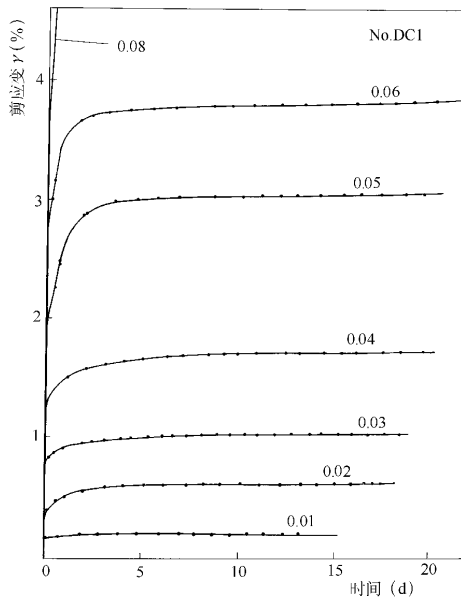


图 4.4-3(c) 淤泥质粘土(3)的直剪蠕变试验

(1) 即使当应力水平很低时,该土的变形随时间的增长也较明显,但稳定时间较短,一般可忽略其蠕变影响;

(2) 在应力水平较低时($\sigma_{s1} < \sigma < \sigma_{s2}$),蠕变试验曲线呈衰减稳定阶段,蠕变变形随时间的不断增长渐趋稳定;

(3) 在应力水平 $\sigma \geq \sigma_{s2}$ 时,蠕变出现稳定流动阶段($\dot{\epsilon} = A$);

(4) 在应力水平 $\sigma = \sigma_p$ 时,出现破坏性蠕变,而且该阶段从发生到结束,历时短暂,一般在几分钟到几十分钟不等,见图 4.4-1(j);

(5) 以上 σ_{s1} σ_{s2} σ_p 为三个临界应力值 ,其大小主要取决于土性 ,其次与土的埋深有关 ,由三轴蠕变的进一步详细分析可知 :淤泥质土 $\sigma_{s1}=(0.01 \sim 0.02) \text{MPa}$, $\sigma_{s2}=(0.03 \sim 0.1) \text{MPa}$ 。

4.4.2 上海淤泥质粘土松弛特性试验

图 4.4-4(a) 图 4.4-4(b)是淤泥质粘土三轴剪切松弛的试验曲线 ,图 4.4-5(a) 4.4-5(b) , 4.4-5(c) 4.4-5(d)是淤泥质粘土的直剪松弛试验曲线。从曲线中可以看出如下规律 :

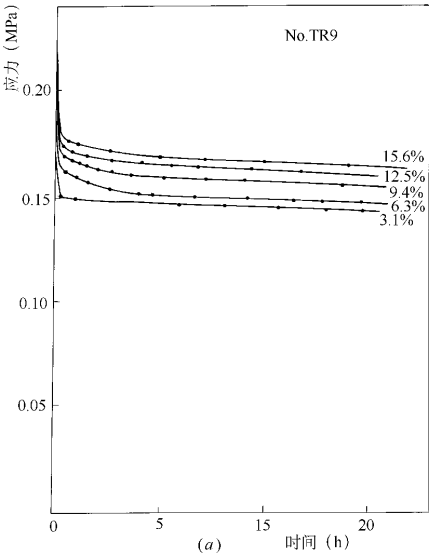


图 4.4-4(a) 淤泥质粘土三轴应力松弛试验曲线

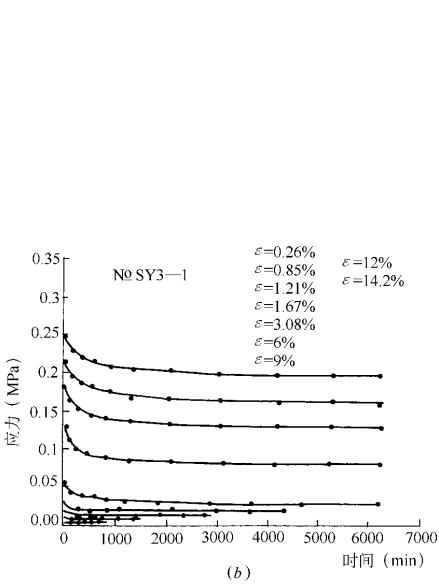


图 4.4-4(b) 淤泥质粘土三轴应力松弛试验曲线

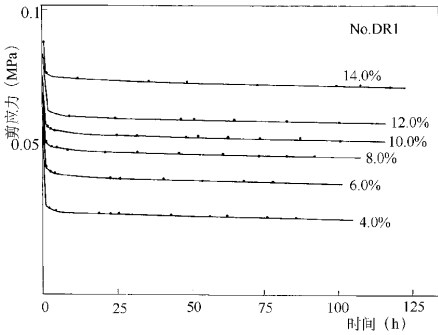


图 4.4-5(a) 淤泥质粘土直剪应力松弛试验曲线

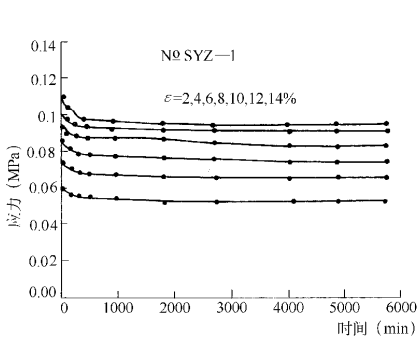


图 4.4-5(b) 淤泥质粘土直剪应力松弛试验曲线