

海相沉积软土动强度与孔压特性试验研究

叶俊能, 陈 斌

(宁波市轨道交通工程建设指挥部, 浙江 宁波 315012)

摘 要: 以宁波轨道交通 1 号线②、③和④层海相沉积软土为对象, 进行 GDS 单向振动三轴试验, 研究了不同动应力幅值和频率作用下软土的动强度与孔压特性。结果表明: 相同动应力状态下, 等向固结时的强度要比 K_0 固结时的强度大; 在相同动应力幅值条件下, 频率越高, 强度越高; 动应力越大, 试样强度越大, 发生硬化现象。随着振动次数的增加, 孔隙水压力也不断增大, 仅③层粉质黏土夹砂层在应力幅值为 5 kPa 时孔压有稳定趋势。最后, 通过对动三轴试验数据进行拟合, 得到了模型参数, 其结果可以用来预测循环荷载作用下土体的累计孔压。

关 键 词: 海相沉积软土; 动强度; 孔压

中图分类号: O 347.2

文献标识码: A

Dynamic strength and pore pressure property of marine deposit soft clay

YE Jun-neng, CHEN Bin

(Ningbo Urban Rail Transit Project Construction Headquarters, Ningbo, Zhejiang 315012, China)

Abstract: The GDS single vibration triaxial test is carried out on the marine deposit soft clay in line 1 of Ningbo urban rail transit, and the dynamic strength and pore pressure property of the soft clay in condition of different dynamic stress amplitudes and frequencies are analyzed. It is shown that the shear strength in isotropic consolidation is greater than that of K_0 consolidation in case of similar dynamic stress. The shear strength increases with increasing frequency in the same dynamic amplitude. Furthermore, the greater dynamic stress is used in the test, the higher shear strength of samples is obtained; and a hardening phenomenon occurs. With increasing of vibration times, pore pressure increases, except that there occurs a stable tendency in layer ③ when the stress amplitude is 5kPa. At last, the data of the dynamic triaxial test is fitted; and the parameters are used to model the accumulative pore pressure.

Key words: marine deposit soft clay; dynamic strength; pore pressure

1 引 言

宁波轨道交通建设工程 1 号一期工程穿越场地地貌属冲湖积平原, 地质时代为第四纪全新世 Q_4^3 ~上更新世 Q_3^1 , 属第四系滨海平原沉积层, 主要由饱和黏性土、粉性土以及砂土组成。目前, 有关宁波软土工程特性的研究成果相对较少, 尤其是动荷载作用下宁波软土动力特性的研究。

循环荷载作用下饱和软土的动力反应十分复杂, 在不排水循环加载中, 孔隙水压力的增长是影响饱和软黏土的动力反应的主要因素。国内外学者对土体在动荷载作用下的强度和孔压研究已经取得了大量成果。Anderson^[1]对 Drammen 黏土进行了大量的单剪及循环剪切试验, 也得出类似的结论, 指

出强度衰减一般小于 25%。Yasuhara^[2]通过循环荷载下正常固结土的试验研究表明, 动强度随应变的不断增大而减小。Sakai 等^[3]提出一个模拟不同围压下, 部分排水条件下的分析模型。Matsui^[4]通过循环三轴试验研究了循环应力-应变历史对软土强度的影响, 指出循环荷载作用后孔压升高, 不排水强度和变形模量均发生衰减, 且模量的衰减比强度的衰减更大; 孔压消散后不排水强度和变形模量增大, 而模量的增加却比强度的增加要大。

Matesovic 和 Vucetic^[5]研究了循环荷载作用下饱和黏土的孔压发展问题及由此产生的强度退化。许才军等^[6]通过应力控制式循环三轴试验, 研究了饱和软黏土在不排水循环荷载作用下的性状。在考虑影响循环特性因素的基础上, 建立了一种适合上

海地区饱和软黏土孔隙水压力的增长模型。聂庆科等^[7]通过循环三轴剪切试验,研究原状软土的变形和孔压发展规律,提出了一个循环荷载作用下孔隙水压力的发展模式,研究了不排水循环荷载作用下软土的动强度以及作用后饱和软土静强度的衰减特征,讨论了周围固结压力和荷载作用频率对动强度的影响。王艳丽等^[8]利用GDS10 Hz/20 kN双向振动三轴系统,对饱和砂土进行不排水动三轴液化试验,研究了液化进程中动孔压的发展规律,并阐述了动孔压的演化机制,提出适用于饱和砂的动孔压应变模型。

由于宁波地区土层具有明显的沉积特点,其物理力学参数具有显著的不确定性和区域性特点,且与当前应力状态、应力历史、后续加卸载路径等有关。为了了解宁波软土在循环荷载的动强度特性和孔压特性对地下结构长期沉降的影响。针对宁波海相沉积软土,探讨应力路径对软土特性的影响还有很多工作要做。为此,本文以宁波轨道交通1号线②、

③和④土层为对象,开展宁波软土在列车荷载下的动强度和孔压特性研究,可以为宁波轨道交通建设提供技术支持。

2 GDS 单向振动三轴试验

对宁波轨道交通1号线盾构隧道穿越、下卧的典型②层淤泥质黏土、③粉质黏土夹砂层和④层黏土进行不排水试验,土的物理力学指标如表1所示。轴压和围压估计如下:(1)试验土层②层淤泥质黏土,模拟深度为15 m,典型断面为彩虹北路站-樱花公园站区间, $\sigma_1 = 100$ kPa, $\sigma_3 = 70$ kPa;(2)试验土层③层粉质黏土夹砂,试验深度为15 m,典型断面为大卿桥站, $\sigma_1 = 110$ kPa, $\sigma_3 = 55$ kPa;(3)试验土层④层淤泥质黏土,模拟深度为20 m,典型断面樱花公园站, $\sigma_1 = 140$ kPa, $\sigma_3 = 85$ kPa;试验土层④层淤泥质黏土,模拟深度为25 m,典型断面为天一广场-江夏桥东站区间: $\sigma_1 = 170$ kPa, $\sigma_3 = 105$ kPa。

表1 土体物理力学指标
Table 1 Physico-mechanical parameters of soils

层号	含水率 $w/\%$	重度 γ / (kN/m ³)	孔隙比 e	饱和度 S_r /%	液限 w_L /%	塑限 w_p /%	压缩系数 $a_{0.1-0.2}$ / (1/MPa)	变形模量 $E_{S_{0.1-0.2}}$ / MPa	快剪		固结快剪	
									内摩擦角 $\varphi_q / (^\circ)$	黏聚力 C_q / kPa	内摩擦角 $\varphi_c / (^\circ)$	黏聚力 C_c / kPa
② _{2.2}	45.5	17.3	1.290	97.1	36.5	21.2	0.972	2.39	2.4	4.8	8.4	14.8
③ ₂	26.5	19.1	0.797	90.3	31.3	24.5	0.236	7.54	20.0	10.4	28.3	9.6
④ ₂	45.0	17.2	1.331	92.6	46.1	25.4	0.862	2.69	4.3	8.5	10.4	16.7

本次试验在 GDS 单向振动三轴试验系统上进行,该设备为 GDS 5 Hz/10 kN 单向振动三轴系统,动荷载频率范围为 0~5 Hz,最大轴力为 10 kN,波形为正弦波、方波、三角波和自定义波形。本次试验主要使用 GDS 以下几个子系统:(1)驱动装置和压力室罩;(2)围压控制器;(3)信号控制器;(4)高速数据采集和控制卡(HSDAC)。

列车荷载在路基土中产生的动应力波形并非规则的双向对称正弦模式。为更加准确地模拟列车荷载对地基土的动应力影响,在动力试验中施加如图1所示的波形,1个周期的波形代表相邻2个转向架的荷载, σ_d 为循环动应力幅值, σ_s 为最小动偏应力。

不同的列车行车速度对应不同的加载频率,试验时为比较列车速度对土体动力特性的影响,取2个加载频率 0.73 Hz 和 1.22 Hz,分别代表列车速度 60 km/h 和 100 km/h。加载频率 $f = v/l_s$, l_s 为一节车厢的长度, v 为行车速度。

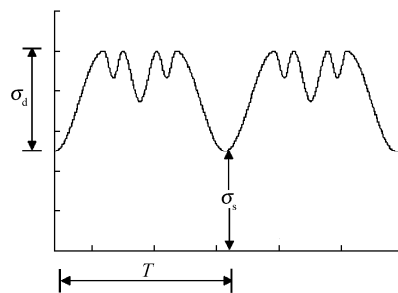


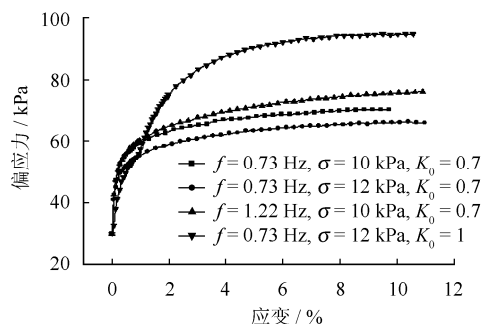
图1 2个周期的加载波形图
Fig.1 Loading wave for two periods

3 宁波软土强度及孔压特性

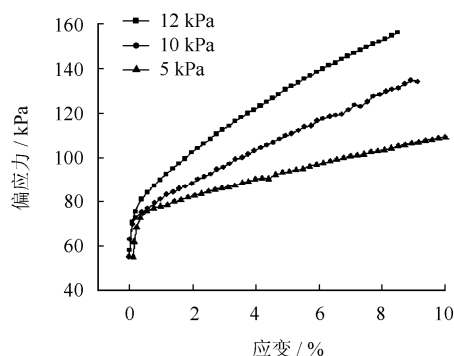
3.1 剪切试验应力-应变曲线

在标准剪切试验阶段,3个土层的应力-应变曲线如图2所示。图2(a)为②层淤泥质黏土试样以 0.06 mm/min 的应变速率进行不排水剪切试验得到的结果,由结果可看出:前期扰动的动载越大,试样的强度越低。对相同固结状态下,动应力幅值 $\sigma = 12$ kPa (其中循环动应力 $\sigma_d = 6$ kPa,最小动偏应力

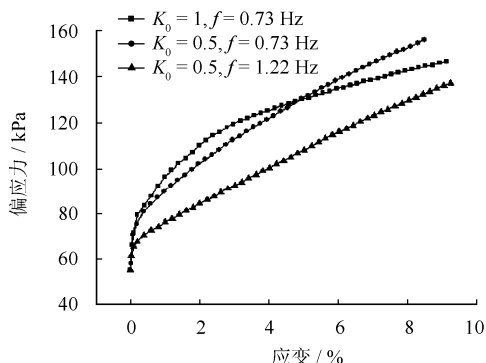
$\sigma_s = 6 \text{ kPa}$) 的试样比动应力幅值为 10 kPa 的强度低。固结状态的影响也相当大, 在 $K_0 = 1$ 和 $K_0 = 0.7$ 的相同动应力的状态下, 等向固结时的强度要比 K_0 固结时的强度大很多, 在相同动应力幅值, 不同加载频率的振动后, 高频比低频强度高。



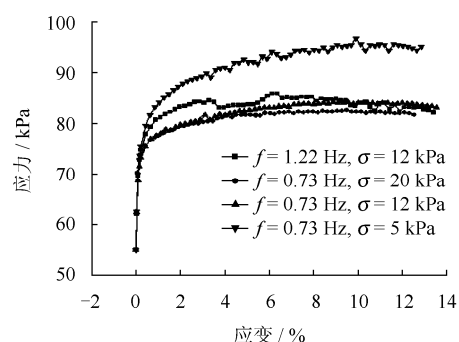
(a) 不同频率、动应力和 K_0 下②层淤泥质黏土



(b) 不同动应力幅值 σ 下③层粉质黏土夹砂 ($K_0=0.5, f=0.73$)



(c) 不同 K_0 、频率下③层粉质黏土夹砂 ($\sigma=12 \text{ kPa}$)



(d) 不同频率、动应力下④层黏土 ($K_0=0.5$)

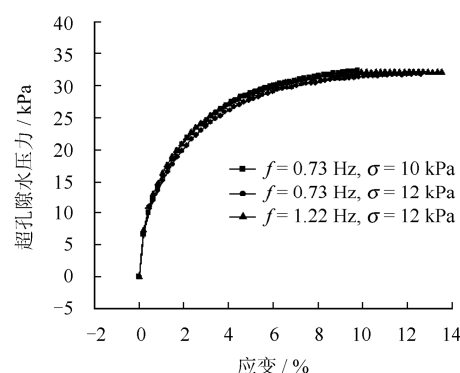
图 2 各土层应力-应变曲线

Fig.2 Stress-strain curves of different soil layers

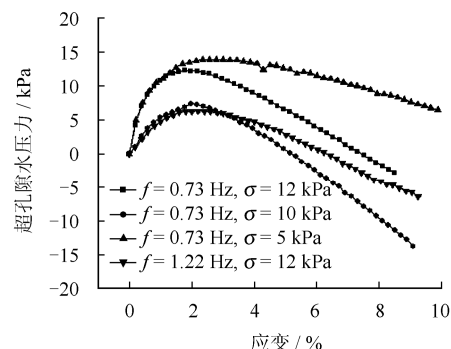
图 2(b)和(c)分别为③层粉质黏土夹砂试样以 0.06 mm/min 的应变速率不排水剪切试验结果。可见, 振动过程中动应力越大, 后期试样的强度越大, 土体发生硬化现象。从图 2(b)可知: 对相同固结状态下, 随动应力幅值增大, 振动后强度也越大。③层土受固结状态的影响要比②层土小, 由图 2(c)可以看出: 在 $K_0 = 1$ 和 $K_0 = 0.7$ 的相同动应力的状态下, 等向固结时的强度在 5%应变前要比 K_0 固结时的强度大, 而应变过 5%后等向固结的强度比 K_0 固结的强度小。在相同动应力幅值, 不同加载频率的振动后, 高频比低频强度高 (图 2(c))。④层黏土的规律 (图 2(d)) 与②层淤泥质黏土一致。

3.2 剪切试验孔压-应变曲线

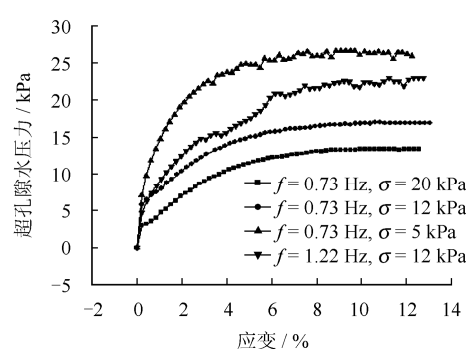
图 3 为 3 个土层剪切试验的孔压-应变曲线, 可



(a) 不同频率、动应力下②层淤泥质黏土 ($K_0=0.7$)



(b) 不同频率、动应力下③层粉质黏土夹砂 ($K_0=0.7$)



(c) 不同频率、动应力下④层黏土 ($K_0=0.7$)

图 3 各土层孔压-应变曲线

Fig.3 Pore pressure-strain curves of different soil layers

以看出: ②层土受前期扰动差异性较小, ③、④层有差异, 前期扰动小的孔压越大, 但由于孔压受反压饱和等因素影响较多, 因此, 其规律有待进一步研究。

4 超孔隙水压力变化规律

超孔隙水压力是影响循环荷载作用下土体特性的十分重要的一个因素, 为此, 本文进一步探讨动应力和加载频率对超孔隙水压力的影响。

(1) 动应力的影响

图4为③层土在循环动应力幅值为2.5 kPa, 最小动偏应力为2.5 kPa时前10个周期的孔压变化曲线, 孔压的变化与所施加的自定义波形一致, 且在第1个振动周期初始时刻可以明显地看到最小动偏应力引起的孔压增量。

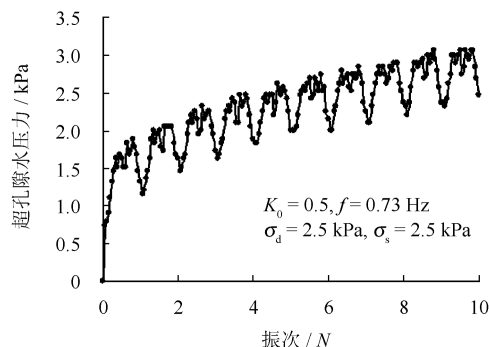
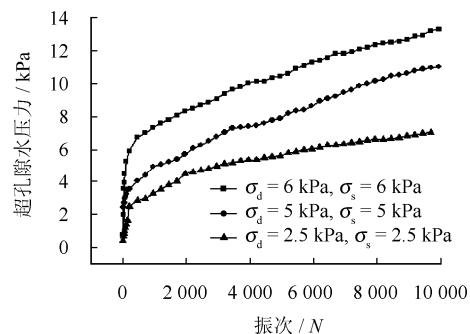


图4 超孔压随振次变化

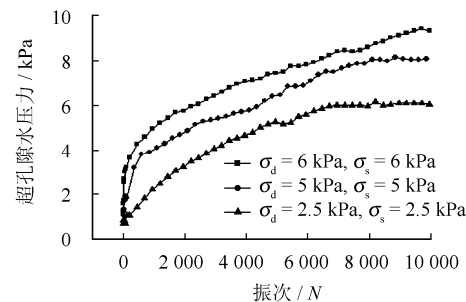
Fig.4 Relation of excess pore pressure vs. vibration times

图5为不同土层在不同动应力下的超孔隙水压力随振次的变化曲线, 试验频率为0.73 Hz, 模拟的速度为60 km/h。图5(a)为②层淤泥质黏土在 $\sigma_3 = 70$ kPa、 $\sigma_1 = 100$ kPa、 $K_0 = 0.7$ 的固结状态下不同循环动应力的超孔压-振次关系曲线; 图5(b)为③层粉质黏土夹砂在 $\sigma_3 = 50$ kPa、 $\sigma_1 = 110$ kPa、 $K_0 = 0.55$ 的固结状态下不同循环动应力的超孔压-振次关系曲线; 图5(c)为④层黏土在 $\sigma_3 = 85$ kPa、 $\sigma_1 = 140$ kPa、 $K_0 = 0.6$ 的固结状态下不同循环动应力的超孔压-应变关系曲线。

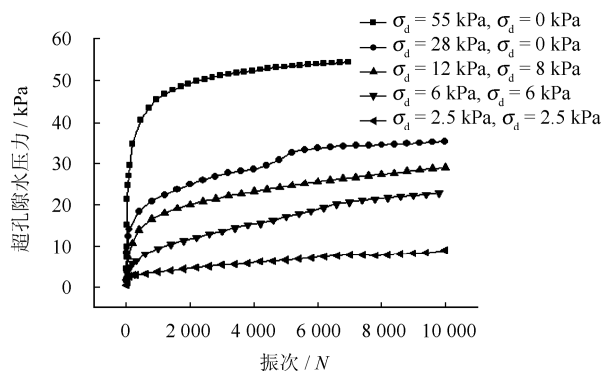
试验结果表明: 随着振动次数的增加, 孔隙水压力也不断增大, 但在振动10 000次之后孔隙水压力并没有达到一个稳定值, 只有③层粉质黏土夹砂层的土体在应力幅值为5 kPa时, 孔压有稳定的趋势。采用动应力幅值的变化来模拟线路的不平顺, 当动应力幅值由10 kPa增大到12 kPa时, 在振次为10 000次后产生的超孔隙水压力有明显地增长, 增长了25%~30%, 且土体的差异性从量值上表现得很明显。



(a) 不同动应力下②层淤泥质黏土($f=0.73$ Hz, $K_0=0.7$)



(b) 不同动应力下③层粉质黏土夹砂($f=0.73$ Hz, $K_0=0.55$)



(c) 不同动应力下④层黏土($f=0.73$ Hz, $K_0=0.6$)

图5 不同动应力下超孔压-振次关系曲线

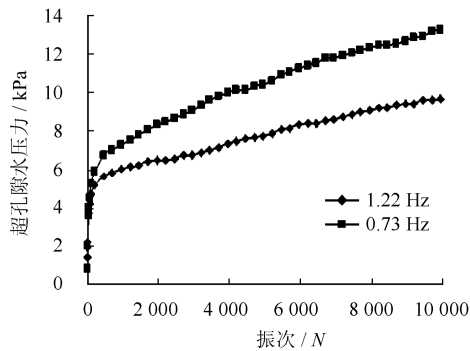
Fig.5 Effects of dynamic stress on pore pressure vs. vibration times

(2) 加荷频率的影响

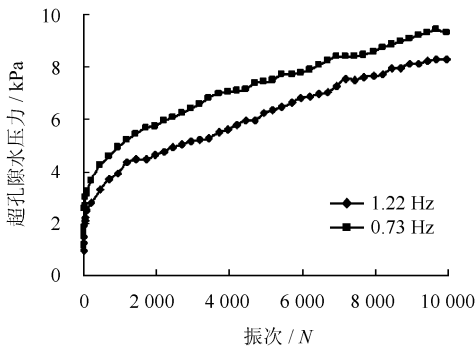
图6为3个土层在2个频率循环荷载下的超孔隙水压力与振次的关系曲线。图6(a)为②层淤泥质黏土在 $\sigma_3 = 70$ kPa、 $\sigma_1 = 100$ kPa、 $K_0 = 0.7$ 的固结状态下, 动应力幅值为12 kPa、频率为0.73 Hz和1.22 Hz的对比曲线。图6(b)为③层粉质黏土夹砂在 $\sigma_3 = 50$ kPa、 $\sigma_1 = 110$ kPa、 $K_0 = 0.55$ 的固结状态下, 动应力幅值为12 kPa、频率为0.73 Hz和1.22 Hz的对比曲线。图6(c)为④层黏土在 $\sigma_3 = 85$ kPa、 $\sigma_1 = 140$ kPa、 $K_0 = 0.6$ 的固结状态下, 动应力幅值为12 kPa, 频率为0.73 Hz和1.22 Hz的对比曲线。

由试验结果可以看出: 孔隙水压力随循环次数的增加而增加, 对于给定的循环次数而言, 频率为

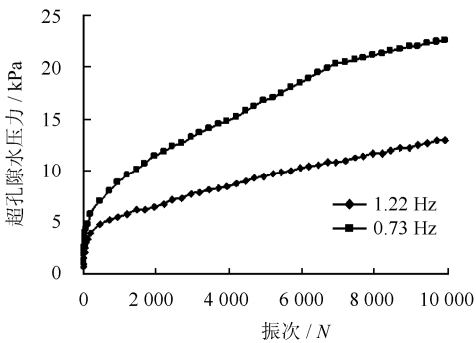
0.73 Hz 的动应力产生孔隙水压力要明显大于频率为 1.22 Hz 产生的孔隙水压力, ②层土在振动 10 000 次后高频比低频小 4 kPa, ③层土在振动 10 000 次后高频比低频小 1 kPa 是 3 个土中受频率影响差异性最小的, 而④层土在振动 10 000 次后高频比低频要小 10 kPa 之多。对于相同的振动时间③层土中高频比低频产生的孔压略大, ②、④层土在相同的振动时间低频要比高频产生的孔压大, 这与土性和含水率等诸多因素有关。



(a) 不同频率下②层淤泥质黏土 ($\sigma = 12$ kPa, $K_0 = 0.7$)



(b) 不同频率下③层粉质黏土夹砂 ($\sigma = 12$ kPa, $K_0 = 0.55$)



(c) 不同频率下④层黏土 ($\sigma = 12$ kPa, $K_0 = 0.6$)

图 6 不同频率下超孔压-振次关系曲线

Fig.6 Effect of frequency on pore pressure vs. vibration times

5 循环累积孔压模型

许才军等^[6]通过应力控制式循环三轴试验, 研究了上海地区饱和软黏土的不排水循环荷载作用

下的性状, 提出了一种适合上海地区饱和软黏土孔隙水压力发展模型为

$$\frac{u}{\sigma'_3} = aN^b \quad (1)$$

式中: u 为累积孔隙水压力; N 为加载次数; σ'_3 为等向固结侧压力, 当为非等向固结时, 采用 $\sigma'_m = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3) / 3$; a 、 b 为试验常数。

吴明战等^[9]基于上海地区淤泥质饱和软黏土的循环荷载试验, 建立了相应的孔压模型, 试验采用等幅应力控制加载方式, 频率 $f = 1$ Hz, 固结应力 $\sigma_c = 130$ kPa, 加载波形为正弦波。动应力比 $\sigma_d / (2\sigma_c) = 0.16, 0.20, 0.23, 0.25, 0.354, 0.4$ 。振次在 $N = 10, 20, 30, 50, 90, 150, 240, 300, 600, 900, 1500$ 范围内。

通过对试验结果的回归分析, 发现在不同动应力比 $\sigma_d / (2\sigma_c)$ 作用下, 孔压与固结应力比 u / σ_c 和振次 N 之间存在如下关系:

$$\frac{u}{\sigma_c} = aN^b \quad (2)$$

回归分析后得到下列关系式:

$$a = 0.273 \left[\sigma_d / (2\sigma_c) \right]^{0.757} \quad (3)$$

$$b = 0.274 \left[\sigma_d / (2\sigma_c) \right]^{0.431} \quad (4)$$

本节在式 (2) ~ (4) 的基础上, 通过对动三轴试验数据进行拟合, 可以得出相应的模型参数, 以预测循环荷载作用下土体的累计孔压。

图 7 为宁波②层淤泥质黏土在围压 70 kPa, 轴压为 100 kPa, $K_0 = 0.7$ 的固结状态下得到的动力循环加载累积超孔隙水压力试验数据, 试验数据符合 $u / p_c = \alpha N^\beta$ 的孔压模型, 其系数 α 与循环动应力呈对数形式分布。考虑循环动应力和最小动偏应力的影响, 经拟合后系数符合以下规律:

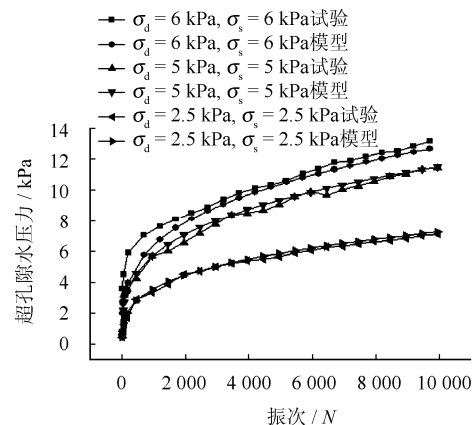


图 7 ②层实测和模型孔压与振次关系

Fig.7 Pore pressure vs. vibration times for test and model(②)

$$p_c \alpha = [a \ln(\frac{\sigma_d}{2p_c}) + b](1 + \frac{\sigma_s}{2p_c}) \quad (5)$$

式中: σ_s 和 σ_d 分别为最小动偏应力和循环动应力; p_c 为初始等向固结压力, 对于非等向固结 $p_c = (\sigma_1 + 2\sigma_3) / 3$ 。

对于②层淤泥质黏土 $a = 0.3969$, $b = 2.08$, $\beta = 0.3$ 。模型优化计算结果与试验值的比较如图 7 所示, 可见拟合曲线与试验曲线有较好的一致性。

由试验可以得到④层黏土在围压 85 kPa、轴压 140 kPa, $K_0 = 0.6$ 的固结状态下得到的动力循环加载累积超孔隙水压力试验数据, 试验数据符合 $u / p_c = \alpha N^\beta$ 的孔压模型, 经拟合得到其系数: $a = 0.733$, $b = 3.69$, $\beta = 0.32$, 系数规律同②层淤泥质黏土。模型优化计算结果与试验值的比较如图 8 所示。

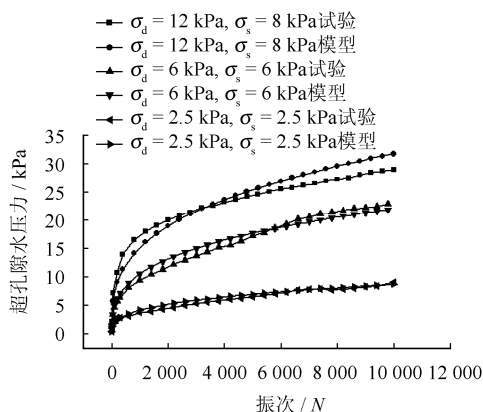


图 8 ④层黏土实测和模型孔压与振次关系
Fig.8 Pore pressure vs. vibration times for test and model(④)

由此可见, 通过三轴试验得到动力循环加载累积超孔隙水压力变化趋势, 可以按照式 (5) 进行拟合, ②、④土层优化的模型参数如表 2 所示。

表 2 模型中试验常数的取值
Table 2 Parameters for prediction model

土层	a	b	β
②层土	0.3969	2.08	0.30
④层土	0.7330	3.69	0.32

6 结 论

(1) 相同动应力的状态下, 等向固结时的强度要比 K_0 固结时的强度大, 高频比低频强度高。振动过程中动应力越大, 后期试样的强度越大, 且发生硬化现象, ③层土受固结状态的影响要比②层土小。

(2) 孔隙水压力随循环次数的增加而增加, 对于相同的振动时间, ③层土中高频比低频产生的

孔压要略大, ②、④层土在相同的振动时间低频要比高频产生的孔压大, 这与土性和含水率等诸多因素有关。不同动应力条件下, 孔压受反压饱和等因素影响较大, 有待进一步研究。

(3) 振动后剪切的孔压变化中, ②层土受前期扰动差异性较小, ③、④层有差异, 前期扰动小的孔压越大。通过试验得到的动力循环加载累积孔压变化趋势, 对现有的循环累积孔压模型进行了修正, 并得到优化后的模型参数。

(4) 由试验结果分析可知: 列车动载过程中产生的累积塑性应变和长期沉降不容忽视。宁波轨道交通工程建设过程中需要采用注浆等措施进行地层加固。

参 考 文 献

- [1] ANDERSEN K H. Cyclic and static laboratory tests on drammen clay[J]. *Journal of Geotechnical Engineering Division, America Society of Civil Engineering*, 1980, 106(5): 499—529.
- [2] YASUHARA K, YAMANOUCI T, HIRAO K. Cyclic strength and deformation normally consolidation clay[J]. *Soils and Foundations*, 1982, 22(3): 77—91.
- [3] SAKAI A, SAMANG L, MIURA N. Partially drained cyclic behavior and its application to the settlement of a low embankment road on silty-clay[J]. *Soils and Foundations*, 2003, 43(1): 33—46.
- [4] MATSUI T. Cyclic stress-strain history and shear characteristics of clay[J]. *Journal of Geotechnical Engineering Division, America Society of Civil Engineering*, 1980, 106(10): 1101—1120.
- [5] MATESOVIC N, VUCETIC M. Generalized cyclic degradation-pore pressure generation model for clays[J]. *J. Geotech. Engng., ACSE*, 1995, 12(1): 33—42.
- [6] 许才军, 周红波. 不排水循环荷载作用下饱和软粘土的孔压增长模型[J]. *勘察科学技术*, 1998, (1): 7—13.
XU Cai-jun, ZHOU Hong-bo. Pore pressure influence model of saturated soft clay under undrained cyclic load[J]. *Survey Science and Technology*, 1998, (1): 7—13.
- [7] 聂庆科, 白冰, 胡建敏, 等. 循环荷载作用下软土的孔压模式和强度特征[J]. *岩土力学*, 2007, 28(增刊 1): 724—729.
NIE Qing-ke, BAI Bing, HU Jian-min, et al. The pore pressure model and undrained shear strength of soft clay under cyclic loading[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2007, 28(Supp.1): 724—729.
- [8] 王艳丽, 王勇. 饱和砂的动孔压演化特性试验研究[J]. *同济大学学报(自然科学版)*, 2009, 37(12): 1603—1607.
WANG Yan-li, WANG Yong. Experimental study on evolutionary characteristics of dynamic pore pressure of saturated sands[J]. *Journal of Tongji University(Natural Science)*, 2009, 37(12): 1603—1607.
- [9] 吴明战, 周洪波, 陈竹昌. 循环加载后饱和软黏土退化性状的试验研究[J]. *同济大学学报*, 1998, 26(3): 274—279.
WU Ming-zhan, ZHOU Hong-bo, CHEN Zhu-chang. Test analysis of degradation behavior of saturated soft clay after cyclic loading[J]. *Journal of Tongji University (Natural Science)*, 2009, 37(12): 1603—1607.