兰景岩,李哲瀚,骆超荣,等.循环荷载下饱和软黏土变形特性与破坏预测模型研究[J].地震工程学报,2026,48(5):1018-1027.DOI:10.20000/j.1000-0844.20250109001

LAN Jingyan, LI Zhehan, LUO Chaorong, et al. Deformation characteristics and failure prediction model for saturated soft clay under cyclic loading[J].China Earthquake Engineering Journal,2026,48(5):1018-1027.DOI:10.20000/j.1000-0844.20250109001

循环荷载下饱和软黏土变形特性与破坏预测模型研究

兰景岩[1,2,3,4], 李哲瀚[3], 骆超荣[3], 咸甘玲[3], 莫红艳[3,4]

(1.燕山大学 建筑工程与力学学院,河北 秦皇岛 066004;
2.燕山大学 深圳研究院,广东 深圳 518063;
3.桂林理工大学 土木工程学院,广西 桂林 541004;
4.桂林理工大学 广西岩土力学与工程重点实验室,广西 桂林 541004)

摘要:为研究动荷载作用下软黏土的破坏特征及影响因素,并合理预测其变形发展及破坏振次数,以重塑饱和软黏土为对象,开展一系列不排水动三轴试验,探讨不同围压、循环应力比及振动次数对轴向应变发展的影响。在此基础上,建立软黏土累积应变与破坏振次的关系模型。试验结果显示:累积塑性变形可归纳为稳定型、临界型与破坏型三类;当循环应力比超过临界循环应力比时,轴向应变-振动次数曲线会出现显著的应变转折点,标志着土体结构发生破坏,且该临界值随着围压的增大而减小。结合动三轴试验结果,将土体累积塑性变形按应变转折点前、后两阶段进行描述,建立考虑循环应力比和围压影响的饱和软黏土破坏振次预测模型,并利用萧山软黏土试验数据进行验证。结果表明,所提模型在实际工程中具备良好的适用性。

关键词:饱和软黏土;破坏振次;累积应变;破坏标准;循环应力比

中图分类号:TU435;TU447 **文献标志码**:A **文章编号**:1000-0844(2026)05-1018-10

DOI:10.20000/j.1000-0844.20250109001

Deformation characteristics and failure prediction model for saturated soft clay under cyclic loading

LAN Jingyan[1,2,3,4], LI Zhehan[3], LUO Chaorong[3], XIAN Ganling[3], MO Hongyan[3,4]

(*1.School of Civil Engineering & Mechanics, Yanshan University, Qinhuangdao 066004, Hebei, China;*
2.Shenzhen Research Institute of Yanshan University, Shenzhen 518063, Guangdong, China;
3.School of Civil Engineering, Guilin University of Technology, Guilin 541004, Guangxi, China;
4.Guangxi Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Guilin University of Technology, Guilin 541004, Guangxi, China)

Abstract: To investigate the failure characteristics and influencing factors of soft clay under dynamic loading, and to estimate and predict the deformation development and number of cycles to failure, this

收稿日期:2025-01-09

基金项目:国家自然科学基金项目(52368068)

第一作者简介:兰景岩(1981-),男,博士,教授,博士生导师,主要从事土动力学和岩土地震工程研究。E-mail:lanjy1999@163.com。

study conducted a series of undrained dynamic triaxial tests on remolded saturated soft clay. The effects of confining pressure, cyclic stress ratio (CSR), and number of cycles on axial strain were examined, and a relationship model between cumulative strain and the number of cycles to failure was established. The results show that cumulative plastic deformation can be classified into three types: stable, critical, and failure. When the CSR exceeds the critical cyclic stress ratio, a pronounced strain inflection point appears in the axial strain versus number of cycles curve, indicating failure of the soil structure; this critical value decreases with increasing confining pressure. Based on the dynamic triaxial test results, the cumulative plastic deformation was described in two stages separated by the strain inflection point, and a prediction model for the number of cycles to failure of saturated soft clay, considering the effects of CSR and confining pressure, was established. The model was validated using test results from Xiaoshan soft clay. The results indicate that the proposed prediction model has good applicability for practical engineering.

Keywords: saturated soft clay; cycles to failure; cumulative strain; failure criterion; cyclic stress ratio

0　引言

软黏土具有含水量高、孔隙比大、强度低等物理力学特征，在工程上属于不良地基土，广泛分布于我国东南沿海、长江中下游等地区。此类软黏土在外部荷载，特别是循环动荷载作用下，易产生显著塑性变形[1]，从而导致地基失效乃至破坏，严重时可能引发灾难性事故，造成重大财产损失和人员伤亡[2]。因此，动荷载作用下软黏土的变形与强度特性研究，长期受到岩土工程与地震工程领域的广泛关注[3]。

20世纪50年代，黄文熙[4]率先利用振动三轴试验，开展了地震荷载引起的土体变形与稳定性研究。Seed[5-6]通过软黏土强度试验，揭示了动荷载作用下土体的软化现象，并引入了“永久应变势”概念。Thiers等[7]基于软黏土的强度和模量试验结果分析，认为土体软化机制源于振动前后模量的变化。郁寿松等[8]针对饱和软土震陷开展了一系列试验研究，进一步明确了“永久应变势”的概念，将动应力卸载后土体产生的不可恢复应变定义为残余应变。

动强度是表征土体动力特性的重要指标之一，其定义为在给定振动次数下达到规定破坏标准所需的动应力。研究表明，即便对于同类土，也会因物理力学性质的差异而表现出显著不同的动力特性[9-12]。李涛等[13]通过动三轴试验，研究了两种不同黏粒含量的淤泥质粉质黏土的动力特性，发现高黏粒含量土体的动残余应变显著高于低黏粒含量土体，并建立了考虑循环应力比与循环振次的累积塑性变形经验公式。此外，土体的初始应力状态[14-16]、动应力幅值[17]、固结时间[18]、加载频率[19]及排水条件[20]等因素，亦对其动力特性具有重要影响。谢栎等[21]通过室内动三轴试验，系统研究了循环应力比、固结压力和固结比对红黏土动力特性的影响，指出在一定循环振次后，累积应变和平均累积应变速率与循环次数均呈线性关系，并据此提出了适用于长期循环荷载作用下的累积变形预测模型。不同破坏标准对土体动强度的评估同样影响显著。对于黏土，循环荷载作用下会产生累积塑性变形和孔隙水压力积累，而由于软黏土的孔压发展存在一定滞后性，工程中常以应变作为破坏标准。Larew等[22]在循环荷载试验中发现，软黏土存在一个临界循环应力比，即导致土体破坏的临界动应力值。雷华阳等[23]、Yasuhara等[24]的软土动三轴试验结果表明，采用不同应变破坏标准时，结构性软土的动强度存在明显差异。冷建等[25]针对上海软土开展了室内动三轴试验，结果表明，动应力比和频率对软土动强度有显著影响。陈颖平等[26]针对不同循环振次条件下软黏土的行为进行了详细探讨，结果表明，在较低循环振次($N<1\,000$)下，利用应变转折点判定土体破坏，不仅能提高评估准确性，还能更好地捕捉土体从弹性变形向塑性破坏转变的关键时刻[27-28]。

综上所述，循环荷载作用下，应变转折点前后应变-振次曲线的发展趋势不同，这表明土体破坏机理发生了变化。目前，应变转折点主要通过试验数据识别。本研究通过一系列不排水循环三轴试验，系统探究围压、循环应力比及循环振次对饱和软黏

土累积塑性变形的影响，旨在构建软黏土结构性破坏转折点的简化计算方法，并提出一个在较少振次下离散性小、预测精度高的累积塑性变形分段模型。研究成果可为动荷载作用下软黏土的变形预测和破坏机理分析提供重要的理论基础和技术支撑。

1 试验概况

1.1 试验材料

试验所用土样为产自澳大利亚的IMERYS益瑞石牌水洗高岭土。为模拟我国部分沿海地区典型软土的物理力学性质[29]，将其重新配置为重塑土，其基本物理性质指标列于表1。依据《土工试验规程》[30]，将土样制备为直径39.1 mm、高80 mm的标准三轴试样。制样前，在三瓣膜内壁涂抹一层薄凡士林，以便试样饱和后能顺利装入承膜桶。将计算好质量的土样分为4份，依次填入饱和筒，并通过轻微的振动尽可能减少孔隙，每层填筑后用刮刀刮去多余土样，最终采用真空饱和法制备饱和软黏土试样。

表1 试验用土的基本物理性质指标

Table 1 Basic physical properties of the test soil

密度ρ /(g/cm^3)	含水率ω /%	孔隙比e	液限 W_L/%	塑限 W_P/%	塑性指数I_P
1.6	65.0	1.72	45.2	23.5	21.7

1.2 试验设备

试验采用DDS-70微机控制电磁式振动三轴仪（图1）。该设备采用闭环自动控制系统，具有出力控制精度高、频率响应快等特点，适用于土的动强度、动模量及阻尼试验，以及循环荷载试验。试验过程中，微机系统全程自动控制并采集和记录试验数据。动三轴仪的主要技术参数如下：围压范围0～0.6 MPa，轴向最大动荷载1 370 N，工作频率范围1～10 Hz，最大轴向位移20 mm。

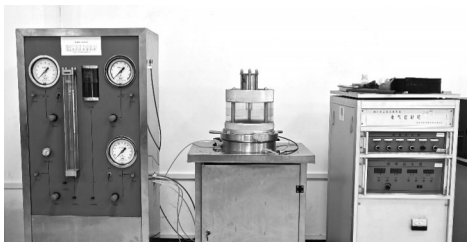


图1 动三轴试验系统

Fig. 1 Dynamic triaxial test system

1.3 试验方案

为模拟不同埋深土体的原位应力状态，确保试样处于正常固结条件，试验分别施加43、68、93、111 kPa四种固结压力。根据土工试验方法标准规定，动荷载加载频率设为1 Hz。采用等压固结，循环应力比（Cyclic Stress Ratio，CSR）定义为动应力与两倍固结压力之比，其计算公式为：

$$CSR = \sigma_d / 2\sigma_c \tag{1}$$

式中：σ_d为循环动应力；σ_c为固结压力。

考虑到软黏土渗透性低且地震作用历时短，试验在不排水条件下进行。具体试验方案列于表2，共完成21组动三轴平行试验。

表2 动三轴试验方案

Table 2 Dynamic triaxial test scheme

波形	围压/kPa	频率/Hz	*CSR*	最大循环次数
正弦波	43	1	0.1、0.12、0.14、0.16、0.18、0.2	2 000
	68、93、111		0.1、0.12、0.14、0.16、0.18	2 000

2 试验数据整理与分析

2.1 循环荷载作用下软黏土变形特性

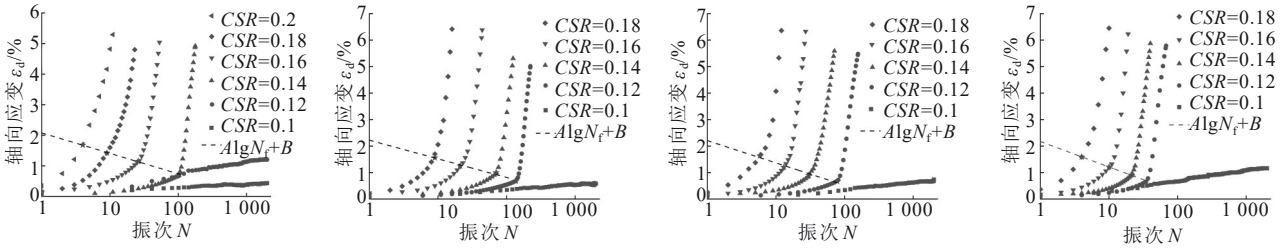
图2为不同固结压力下重塑饱和软黏土的轴向应变发展曲线。在同一固结围压下，随着循环应力比增大，轴向应变的发展速度加快。当循环应力比小于临界循环应力比时，轴向应变随振次增加发展缓慢，曲线不会出现转折点，且试样逐渐被压密；当试验达到预设的停振条件时，轴向应变通常不大于1%。当循环应力比接近临界循环应力比时，轴向应变发展介于破坏型和稳定型之间，未出现明显拐点，其与振次大致呈线性关系；此种工况下，试验结束时的轴向应变通常大于1%。而当循环应力比超过临界循环应力比时，轴向应变-振次关系曲线会出现明显的应变转折点，应变随振次迅速增大，并最终达到轴向应变5%的试验停止条件。本次试验得到的应变发展曲线在形态上与既有研究[31]相似，但本研究采用的动应力幅值与之存在显著差异，这主要源于土体应力状态与物理性质的不同。

陈颖平等[16]将应变-振次曲线中的转折点定义为破坏应变ε_{tp}，将不同循环应力比作用下转折点对应的振次定义为破坏振次N_f。当循环应力比大于临界值时，不同围压下的累积塑性应变曲线均出现一个应变转折点，且这些点大致分布于一条斜直线（图

2中黑色虚线所示）。ε_{tp}-N_f的关系可用下式拟合：

$$\varepsilon_{tp}=A\lg N_f+B \tag{2}$$

式中：A、B均为拟合参数，各固结压力下的取值如表3所列。



(a) σ_c=43 kPa　(b) σ_c=68 kPa　(c) σ_c=93 kPa　(d) σ_c=111 kPa

图2　各固结压力下的轴向应变发展曲线

Fig. 2　Axial strain development curves under various consolidation pressures

表3　重塑样在各固结压力下的A、B参数值

Table 3　Values of A and B of the remolded soil under various consolidation pressures

围压/kPa	拟合系数	
	A	B
43	−0.663	1.999
68	−0.728	2.242
93	−0.833	2.152
111	−0.962	2.201

由表3可知，系数A与围压σ_c近似呈线性负相关。据此，可建立二者的关系式：

$$A=-0.004\,31\sigma_c-0.457 \tag{3}$$

表3也显示，围压对重塑土参数B值的影响较小，故取各围压下B的平均值（$\bar{B}=2.149$）作为土体常量参数。各围压下B值的波动范围均在该平均值（$\bar{B}$）的±10%之内，此规律与萧山原状软黏土的试验结果相似[16]。将式(3)代入式(2)，可得到等压固结条件下饱和软黏土ε_{tp}-N_f的关系表达式：

$$\varepsilon_{tp}=(-0.004\,31\sigma_c-0.457)\lg N_f+2.149 \tag{4}$$

式中：σ_c为固结压力（或围压）。

2.2　应变转折点前的不排水累积应变与破坏振次

基于堆砌体模型[32]和循环三轴试验结果，不同围压下试样的变形发展规律和破坏机理在破坏应变ε_{tp}前后存在显著差异。因此，可分别针对ε_{tp}前、后两个阶段，建立相应的不排水瞬态累积塑性变形表达式。

目前，模拟循环荷载作用下的残余应变的常用模型主要有幂函数型、幂指函数型和双曲线等。其中，由Monismith等[33]提出的幂函数模型因形式简单、参数少且能反映变形发展趋势，在工程中应用较为广泛，其表达式为：

$$\varepsilon_d=AN^B \tag{5}$$

式中：ε_d为轴向塑性累积应变；N为循环荷载作用次数；A、B均为与土的类型、应力状态有关的试验参数。然而，当循环荷载作用次数达到一定值后，实际应变往往趋于稳定，而该公式计算的应变却随循环荷载次数增加而持续增大，导致计算误差逐渐增大，难以准确反映实际变形规律。

为此，本文根据试验结果，采用式(6)拟合ε_{tp}之前的轴向应变-振次的关系：

$$\varepsilon_{d1}=a(N/N_f)^b+c(N_f-N) \tag{6}$$

式中：ε_{d1}为振次不大于N_f时的轴向应变；N为循环荷载作用次数（$N\leqslant N_f$）；a、b、c均为与土的性质和应力状态相关的试验参数，其取值列于表4。图3给出了各试验条件下ε_{tp}前的试验数据点、Monismith模型拟合曲线，以及本文所提式(6)拟合曲线的对比结果。

参数a值反映了达到破坏循环振次N_f时的应变水平。由图4可知，a值与CSR呈线性关系，可用式(7)来表示：

$$a=-1.052+14.029CSR \tag{7}$$

将式(7)代入式(4)，即可推导出CSR、σ_c与N_f之间的定量表达式：

$$N_f=10^{\frac{14.029CSR-3.201}{-0.004\,31\sigma_c-0.457}} \tag{8}$$

为验证所提公式的准确性，利用本文公式计算了不同试验工况下的应变值，并与试验结果进行对比。将各工况下的循环应力比与固结应力代入式(8)计算得到破坏振次N_f，再将N_f代入式(4)，即可求得对应的破坏应变预测值ε_{tp}。图5为在循环应力比不变、仅改变围压条件下，破坏应变（即拐点处应变）的试验值与计算值的对比。图6为在围压不变、仅改变循环应力比（CSR=0.13、0.15、0.17、0.19）条

表 4 重塑样在各固结压力下的 a、b 和 c 参数值

Table 4 Values of parameters a, b, and c of the remolded soil under various consolidation pressures

围压/kPa	*CSR*	*a*	*b*	*c*	R^2
43	0.14	0.73	0.79	0.000 248	0.99
	0.16	1.15	1.03	0.005	0.99
	0.18	1.45	1.39	0.010 7	0.99
	0.2	1.69	1.21	0.010 02	0.98
68	0.12	0.68	0.82	0.000 589	0.99
	0.14	0.90	1.10	0.002	0.99
	0.16	1.30	1.41	0.010 03	0.99
	0.18	1.52	1.18	0.010 43	0.98
93	0.12	0.67	0.99	0.001 16	0.99
	0.14	0.89	1.30	0.006	0.98
	0.16	1.18	1.36	0.012	0.99
	0.18	1.47	1.19	0.011 9	0.99
111	0.12	0.66	1.13	0.002 89	0.99
	0.14	0.88	1.41	0.007 99	0.99
	0.16	1.20	1.28	0.012 7	0.99
	0.18	1.55	1.12	0.012 5	0.97

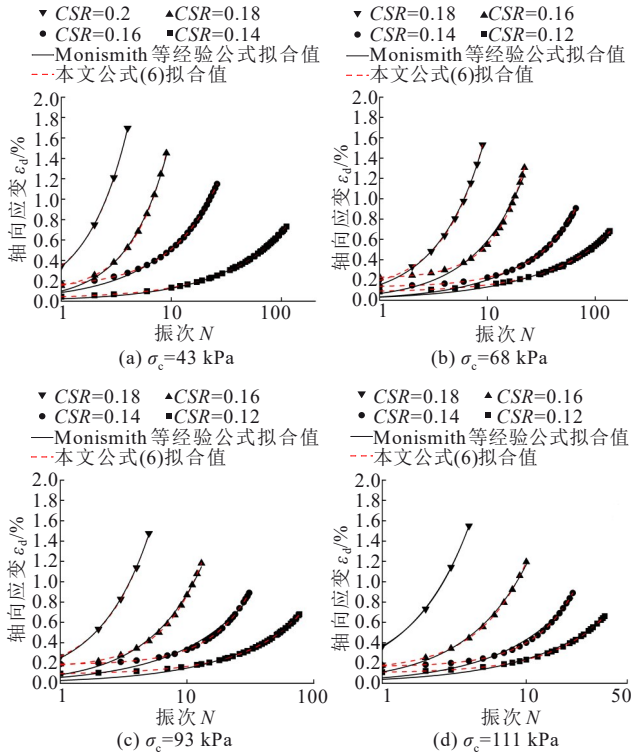


图 3 各固结压力下 ε_{tp} 前的轴向应变发展曲线

Fig. 3 Axial strain development curves before ε_{tp} under various consolidation pressures

件下。破坏应变(即拐点处应变)的试验值与计算值的对比。从图中可以看出,ε_{tp}-N_f的计算值均落在试验值的95%预测带内,且围压越大,破坏应变的计算值越接近试验值。

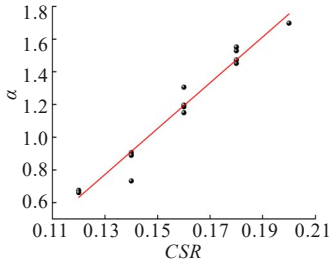


图 4 各固结压力下 a 值随CSR变化关系

Fig. 4 Relationship between a value and CSR under various consolidation pressures

当破坏振次 N_f 小于50时,利用式(8)计算得到的结果与实际值吻合较好;且在相同条件下,围压越大,土体达到破坏所需的振次越少,模型预测的可靠性越高。这主要是因为:在达到应变转折点之前,土体处于弹性或弹塑性阶段;随着破坏振次的增加,土体结构性损伤逐渐累积,其应力-应变关系的非线性特征愈发显著。同时,在较高围压固结条件下,土体中孔隙水压力占总应力的比重相对降低,有效应力随之增大,有助于维持土体结构的稳定性,使其力学行为更接近理想状态,从而提高了模型在较高围压条件下的预测精度。

基于Seed[6]提出的砂土地震液化简化判别方法,该方法给出了不同震级作用下对应地震荷载的等效应力循环次数和等效剪应力的计算公式,在埋深 h 处的等效剪应力 τ_d 可表达为:

$$\tau_d = 0.65 r_d \gamma h \frac{a_{max}}{g} \tag{9}$$

式中:h 为土体等效埋深;r_d 为折减系数,与深度 h 的关系如式(10)所示;γ 为土体重度;α_{max} 为地震时地表最大加速度,对烈度Ⅶ、Ⅷ、Ⅸ度区通常分别取0.125g、0.25g、0.4g,g为重力加速度。

$$r_d = \begin{cases} 1 - 0.007\,65h, & 9.15\ \text{m} < h \leqslant 23\ \text{m} \\ 1.174 - 0.026\,7h, & h \leqslant 9.15\ \text{m} \end{cases} \tag{10}$$

Boulanger等[34]基于土体静力剪切强度的研究指出,软黏土的等效循环作用次数约为砂土的1.6倍。张忠良[35]通过双向动三轴强度试验进一步发现,软黏土的等效剪应力幅值为砂土液化剪应力幅值的1.33~1.75倍,平均值可取1.58倍。

基于上述方法确定特定埋深处的CSR后,即可通过式(8)计算得到对应的破坏振次 N_f。结合表5所列地震动等效振次进行定量分析,可判别土体在震后是否达到结构性破坏应变,从而产生显著震陷。

参数 b 值反映了应变-振次曲线的曲率变化特

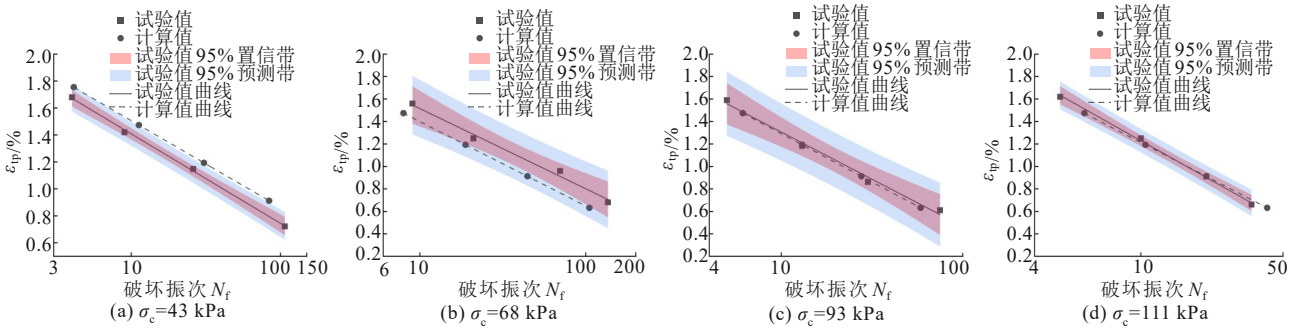


图 5　相同 CSR 条件下 ε_{tp}-N_f 预测值与试验值对比

Fig. 5　Comparison between predicted and test values of ε_{tp}-N_f under the same CSR

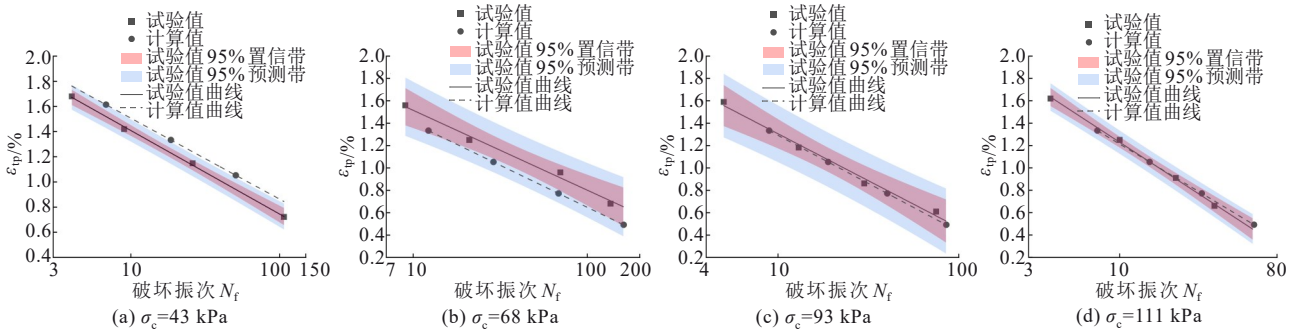


图 6　不同 CSR 条件下 ε_{tp}-N_f 预测值与试验值对比

Fig. 6　Comparison between predicted and test values of ε_{tp}-N_f under different CSR conditions

表 5　不同震级下等效振动次数

Table 5　Equivalent number of cycles under different earthquake magnitudes

震级 M	6.5	7	7.5	8
等效振次	8	12	20	30

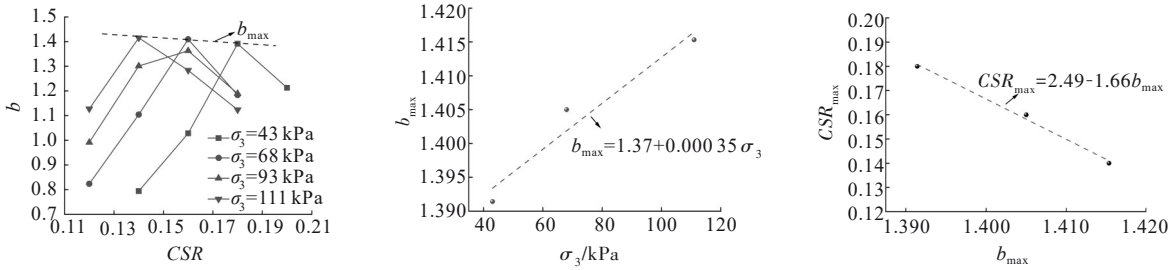
征，其值随着 CSR 的增大呈先增大后减小的趋势。在较小 CSR 作用下，达到应变转折点所需振次较多，对应的应变值较小；随着 CSR 增大，应变增长速率变大，曲线曲率相应增大；当 CSR 较大时，应变随振次近似呈线性增长，曲线曲率反而减小。由图 7(a)可见，各围压条件下 b 值均存在一峰值 b_{max}，将 b_{max} 对应的 CSR 定义为最大曲率循环应力比 CSR_{max}。根据图 7(a)中 b_{max} 随围压的分布规律，建立了式(11)；随围压增大，b 值达到峰值所需的 CSR 越小，CSR_{max} 与 b_{max} 的关系满足式(12)。参数 b 值与 CSR、围压的关系可采用分段函数式(13)描述。

$$b_{max}=1.37+0.000\,35\sigma_c \tag{11}$$

$$CSR_{max}=2.49-1.66b_{max} \tag{12}$$

$$b=\begin{cases}14.69CSR+0.008\,9\sigma_c-1.65, & CSR\leqslant CSR_{max}\\ 2.55CSR+0.019\sigma_c-8.87, & CSR>CSR_{max}\end{cases} \tag{13}$$

参数 c 值为修正参数，同时也反映曲线的弯曲程度，其值越大，表明曲线弯曲越明显。在各围压条件下，c 值的峰值出现在约 1.4 倍临界循环应力比的位置。



(a) 不同围压、CSR 下的 b 变化规律　(b) b_{max} 随 σ_c 的发展规律　(c) CSR_{max} 随 b_{max} 的发展规律

图 7　b 值变化规律

Fig. 7　Change rule of b-value

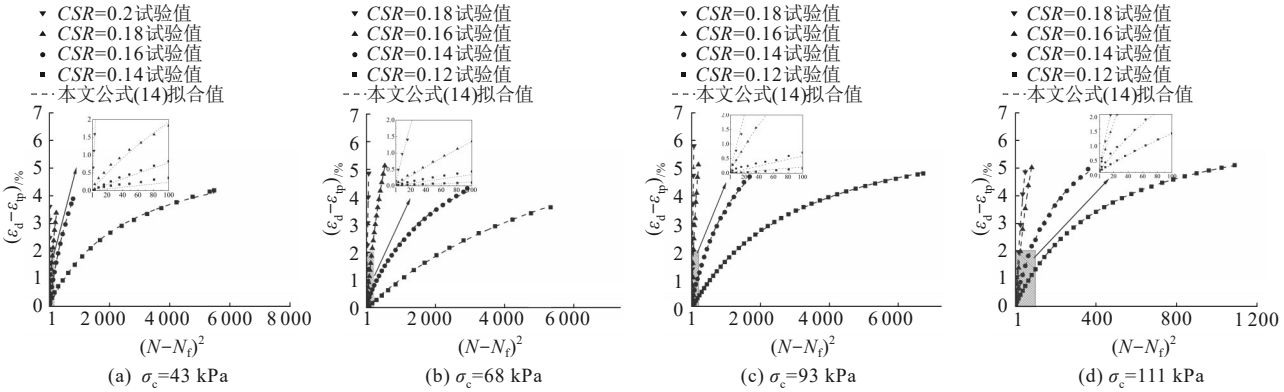
2.3 变形达到ε_{tp}后的不排水累积应变与破坏振次

软黏土累积塑性应变在达到破坏应变ε_{tp}后迅速发展，其发展规律仍受固结压力和循环应力比的影响，应变-振次关系并非完全线性。若分别以$(N-N_f)^2$和$(\varepsilon_p-\varepsilon_{tp})$为横、纵坐标，则该阶段的应变曲线为通过坐标原点的关系曲线。从图8可知，在各固结围压下，当CSR小于1.4倍的临界循环应力比时，曲线呈双曲线关系，应变增长速率随振次增加而降低；当CSR大于1.4倍的临界循环应力比时，应变增长速率则迅速增大。此外，图8中的嵌入图详细展示了$(\varepsilon_p-\varepsilon_{tp})$在$(N-N_f)^2$介于1～100区间内的变化情况。结果表明，达到破坏后，动应变的发展仍受围压和CSR的影响：相同围压下，应变增长速率随CSR增大而增大；相同CSR下，应变增长速率随围压增大而增大。

根据试验结果，采用式(14)能较好地拟合达到破坏振次后的土样塑性累积变形ε_{d2}：

$$\varepsilon_{d2}=\frac{(N-N_f)^2}{(N-N_f)^2d+f} \tag{14}$$

式中：d、f均是与土的性质和应力状态有关的试验参数。参数d随CSR增大呈线性衰减关系，反映了试样在足够振次条件下应变趋于稳定值水平；d值越小，最终稳定应变值越大。参数f随CSR增大呈指数衰减关系，反映了试样破坏后应变增长的速率；f值越小，应变随振次发展的速率越快。各试验条件下的参数值列于表6。



(a) σ_c=43 kPa (b) σ_c=68 kPa (c) σ_c=93 kPa (d) σ_c=111 kPa

图8 各固结压力下ε_{tp}后的轴向动应变发展曲线

Fig. 8 Axial dynamic strain development curves after ε_{tp} under various consolidation pressures

表6 各固结压力下的d、f参数值

Table 6 d and f parameter values under various consolidation pressures

围压/kPa	*CSR*	d	f	R^2
43	0.14	0.167 8	414.41	0.99
	0.16	0.119 5	116.48	0.99
	0.18	0.133 3	38.75	0.99
	0.2	−0.105 8	3.02	0.98
68	0.12	0.111 3	856.81	0.98
	0.14	0.143 2	278.23	0.99
	0.16	0.069 5	66.75	0.99
	0.18	0.053 8	9.72	0.99
93	0.12	0.137 8	462.28	0.98
	0.14	0.121 9	159.15	0.99
	0.16	0.095 6	20.31	0.99
	0.18	0.015 1	9.84	0.99
111	0.12	0.140 0	60.60	0.98
	0.14	0.128 8	27.99	0.99
	0.16	0.067 4	10.55	0.99
	0.18	0.055 7	7.17	0.99

2.4 与前人研究成果的对比分析

采用陈颖平等[16]的萧山软黏土试验结果作为计算样本。其中，对于萧山软黏土原状样，选取固结压力为80 kPa和300 kPa，动应力比(σ_d/σ_c)为：固结压力80 kPa下取0.493、0.547、0.79；固结压力300 kPa下取0.313、0.343、0.369、0.424。对于萧山软黏土重塑样，同样选取固结压力为80 kPa和300 kPa，动应力比(σ_d/σ_c)为：固结压力80 kPa下取0.286、0.379、0.459、0.516；固结压力300 kPa下取0.27、0.3、0.329、0.408。为与本文CSR定义统一，CSR取值为动应力比的一半。萧山软黏土原状样的振次-应变如图9所示，重塑样的振次-应变如图10所示。其中，数据点为文献[16]的试验值，黑色曲线为本文所提式(6)的拟合值。萧山软黏土原状样是典型的结构性软黏土，其基本物理性质指标列于表7。萧山软黏土重塑样按与原状样相同的干密度，采用干捣法制备。

表 7　萧山软黏土基本物理力学指标

Table 7　Basic physical and mechanical indices of Xiaoshan soft clay

容重 γ /(kN/m³)	初始孔隙比 e	含水 ω /%	比重 G_s	塑限 W_P/%	液限 W_L/%
16.14	1.738	62.3	2.734	26.5	53

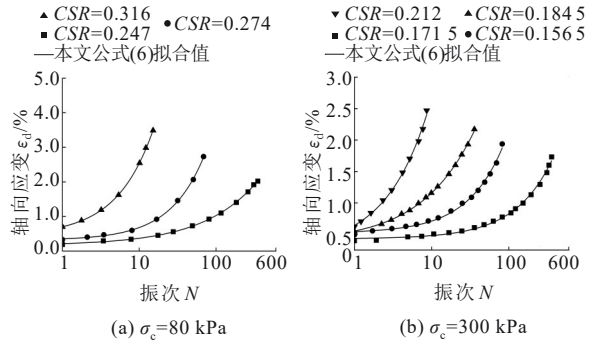


图 9　萧山软黏土原状样轴向应变-振次关系曲线

Fig. 9　Axial strain versus number of cycles curves of undisturbed Xiaoshan soft clay

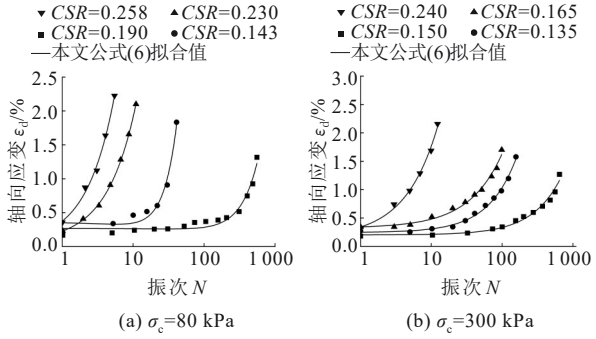


图 10　萧山软黏土重塑样轴向应变-振次关系曲线

Fig. 10　Axial strain versus number of cycles curves of emolded Xiaoshan soft clay

利用式(6)对萧山软黏土试样的应变曲线进行拟合，拟合相关系数 R^2 均在 0.96 以上，表明拟合效果较好。萧山软黏土原状样与重塑样在固结压力 80 kPa 和 300 kPa 条件下，参数 a 值与 CSR 的关系可分别表示为式(15)、式(16)：

$$a=\begin{cases}16.7CSR-1.85, & \text{原状样}\sigma_c'=80\ \text{kPa}\\ 14.61CSR-0.65, & \text{原状样}\sigma_c'=300\ \text{kPa}\end{cases} \tag{15}$$

$$a=\begin{cases}10.44CSR-0.242, & \text{重塑样}\sigma_c'=80\ \text{kPa}\\ 12.26CSR-0.402, & \text{重塑样}\sigma_c'=300\ \text{kPa}\end{cases} \tag{16}$$

基于陈颖平等[16]提出的萧山软黏土原状样在各固结压力下的 ε_{tp}-N_f 关系式(17)，进一步建立原状土 N_f 与固结压力、循环应力比的关系表达式(18)：

$$\varepsilon_{tp}=\begin{cases}-0.859\lg N_f+4.463, & \sigma_c'\leqslant 80\ \text{kPa}\\ R_1\lg N_f+R_2, & 80\ \text{kPa}<\sigma_c'<160\ \text{kPa}\\ -0.527\lg N_f+2.823, & 160\ \text{kPa}\leqslant\sigma_c'\end{cases} \tag{17}$$

$$N_f=\begin{cases}10^{\frac{16.70CSR-6.31}{-0.859}}, & \sigma_c'=80\ \text{kPa}\\ 10^{\frac{14.62CSR-3.47}{-0.527}}, & \sigma_c'=300\ \text{kPa}\end{cases} \tag{18}$$

式中：σ_c' 为固结压力。根据文献，萧山软黏土原状样的先期固结压力(σ_{v0})和结构屈服应力(σ_{vy})分别为 80 kPa 和 160 kPa。其中，R_1 和 R_2 分别为：$R_1=-0.859+0.332\left(\sigma_c'-\sigma_{v0}/\sigma_{vy}-\sigma_{v0}\right)$，$R_2=4.463-1.640\left(\sigma_c'-\sigma_{v0}/\sigma_{vy}-\sigma_{v0}\right)$。

对于萧山软黏土重塑样，陈颖平等[16]认为在较大围压条件下，式(2)中的参数 A、B 可视为常量，并取各围压下的平均值：$\bar{A}=-0.491$，$\bar{B}=2.761$。本文在此基础上，建立了重塑土 N_f 与固结压力、循环应力比的关系表达式：

$$N_f=\begin{cases}10^{\frac{10.44CSR-3.003}{-0.491}}, & \sigma_c'=80\ \text{kPa}\\ 10^{\frac{12.26CSR-3.162}{-0.491}}, & \sigma_c'=300\ \text{kPa}\end{cases} \tag{19}$$

图 11 为萧山软黏土原状样与重塑样在相同固结压力条件下，破坏应变-破坏振次的试验值与计算值对比图。从图 11 可看出，本文所提式(18)和式(19)的计算结果均在试验值的 95% 置信区间或预

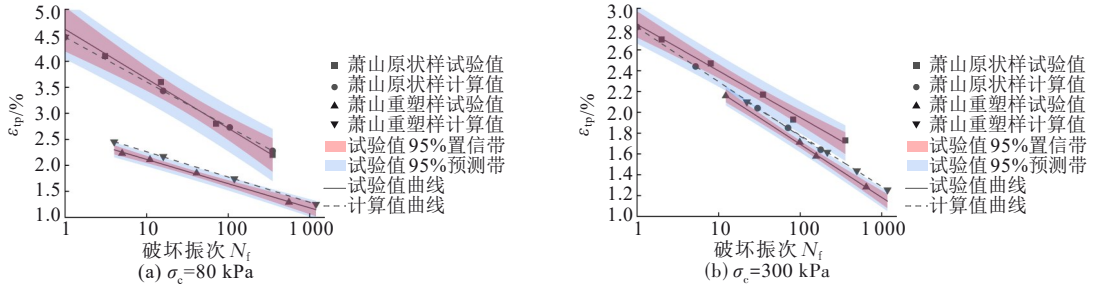


图 11　萧山软黏土 ε_{tp}-N_f 计算值与试验值对比

Fig. 11　Comparison between calculated and test values of ε_{tp}-N_f for Xiaoshan soft clay

测区间内。此外,固结压力对萧山原状土的破坏振次计算影响较大,萧山原状样在先期固结压力80 kPa固结条件下的计算结果更优,破坏振次达到350次仍有较好的预测结果;而当萧山原状样在大于结构屈服应力的固结条件下,表现出与重塑样相似的结果:计算值与试验值的偏差均随破坏振次的增大而逐渐增大。出现这一现象的原因是:萧山软黏土原状样在固结压力80 kPa条件下,试样处于正常固结状态,此时原状土的抗变形能力显著高于重塑土,表现为土体结构更稳定、动强度更高;而在固结压力300 kPa条件下,由于固结压力超过土体结构屈服应力160 kPa,导致原有土体结构遭到破坏,其动力学行为与重塑土相似,两者的计算曲线近乎相同。

3 结论

本文通过一系列不排水动三轴试验,研究了围压和循环应力比对重塑饱和软黏土动力特性的影响,建立了软黏土破坏振次的数学表达式,探讨了其累积变形发展规律,并提出相应的累积变形预测模型。主要结论如下:

(1) 循环荷载作用下,软黏土的累积应变发展可分为稳定型、临界型和破坏型三种类型。当循环应力比超过临界值时,应变发展呈破坏型,其增长过程会出现明显的应变转折点,可作为软黏土发生破坏的判别依据。该临界值受围压和循环应力比的影响较大,且临界破坏应变与振次之间具有良好的线性关系。

(2) 饱和软黏土在破坏发生前、后的累积变形发展规律存在明显差异。破坏前,累积变形发展缓慢,破坏应变值主要受CSR控制,且其发展速率随CSR的增大而显著提升。

(3) 基于应变转折点前的累积应变发展规律,构建了考虑围压和循环应力比影响的累积应变-破坏振次预测模型,该模型同样适用于其他类型软土,表现出较好的普适性。

(4) 饱和软黏土在应变转折点后变形迅速发展,但仍保有一定的残余强度,其发展规律受σ_c和CSR的显著影响。该阶段累积应变呈幂函数形式快速增长,在同一围压下,应变增长速率随CSR减小而降低。

本研究提出了一种较为便捷、实用的土体破坏判别方法,所建立的累积变形与破坏振次预测模型可为软土动力学研究及土工试验提供重要参考。需要指出,除本文所重点关注的围压和循环应力比外,软黏土的动力特性还受其他多种因素影响,未来可进一步构建能够综合考虑更多影响因素的累积变形规律与破坏预测模型。

参考文献(References)

[1] 王婷, 兰景岩, 宋锡俊, 等. 基于离心模型试验的海域软土场地设计反应谱特征分析[J]. 吉林大学学报(地球科学版), 2021, 51(5): 1391-1399.
WANG Ting, LAN Jingyan, SONG Xijun, et al. Characteristic analysis of design response spectrum of sea soft soil site based on centrifugal model tests[J]. Journal of Jilin University (Earth Science Edition), 2021, 51(5): 1391-1399.

[2] 李丽华, 陈轮, 高盛焱. 翠湖湿地软土触变性试验研究[J]. 岩土力学, 2010, 31(3): 765-768.
LI Lihua, CHEN Lun, GAO Shengyan. Experimental research on thixotropy of wetland soft soil in Cuihu[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 31(3): 765-768.

[3] 咸甘玲, 兰景岩, 李哲瀚. 软土地基桩基础抗震研究的若干进展与展望[J]. 应用力学学报, 2024, 41(4): 729-741.
XIAN Ganling, LAN Jingyan, LI Zhehan. Advances and prospects of seismic research on pile foundations in soft soil[J]. Chinese Journal of Applied Mechanics, 2024, 41(4): 729-741.

[4] 黄文熙. 砂基和砂坡的液化研究[J]. 水利水电技术, 1962(1): 38-39.
HUANG Wenxi. Study on liquefaction of sand foundation and sand slope[J]. Water Resources and Hydropower Engineering, 1962(1): 38-39.

[5] SEED H B, CHAN C K. Clay strength under earthquake loading conditions[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 1966, 92(2): 53-78.

[6] SEED H B. Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 1979, 105(2): 201-255.

[7] THIERS G R, SEED H B. Strength and stress-strain characteristics of clays subjected to seismic loading conditions[C]// Vibration Effects of Earthquakes on Soils and Foundations. Philadelphia: American Society for Testing and Materials, 1969: 3-56.

[8] 郁寿松, 石兆吉. 土壤震陷试验研究[J]. 岩土工程学报, 1989, 11(4): 35-44.
YU Shousong, SHI Zhaoji. Experimental investigation of soil settlement due to earthquake[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1989, 11(4): 35-44.

[9] PROCTER D C, KHAFFAF J H. Cyclic triaxial tests on remoulded clays [J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1984, 110(10): 1431-1445.

[10] ANSAL A M, ERKEN A. Undrained behavior of clay under cyclic shear stresses[J]. Journal of Geotechnical Engineering,

1989，115(7)：968-983.

[11] 王凯．高岭土动力特性和应变软化特性研究[D]．大连：大连理工大学，2018.
WANG Kai. Study on the dynamic and strain-softening behaviors of Kaolin clays[D]. Dalian: Dalian University of Technology, 2018.

[12] 田兆阳，李平，郑志华，等．软土动力特性动三轴试验研究[J]．地震工程学报，2017，39(1)：95-99，118.
TIAN Zhaoyang, LI Ping, ZHENG Zhihua, et al. Dynamic triaxial tests on dynamic characteristics of soft soil[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2017, 39(1): 95-99, 118.

[13] 李涛，唐小微．两种黏粒含量淤泥质粉质黏土动残余应变试验[J]．岩土力学，2017，38(6)：1609-1619，1628.
LI Tao, TANG Xiaowei. Experiment on dynamic residual strain of two mucky silty clays with different clay contents[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, 38(6): 1609-1619, 1628.

[14] 郭进雪，吴益平，王飞，等．武汉鹏湖湾地区老黏土动力响应特性及强度弱化规律研究[J]．工程地质学报，2018，26(3)：810-816.
GUO Jinxue, WU Yiping, WANG Fei, et al. Dynamic triaxial tests for response characteristics and intensity weakening law of old clay in Penghu bay area of Wuhan[J]. Journal of Engineering Geology, 2018, 26(3): 810-816.

[15] 郭林，蔡袁强，王军，等．长期循环荷载作用下温州结构性软黏土的应变特性研究[J]．岩土工程学报，2012，34(12)：2249-2254.
GUO Lin, CAI Yuanqiang, WANG Jun, et al. Long-term cyclic strain behavior of Wenzhou structural soft clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(12): 2249-2254.

[16] 陈颖平，黄博，陈云敏．循环荷载作用下结构性软粘土的变形和强度特性[J]．岩土工程学报，2005，27(9)：1065-1071.
CHEN Yingping, HUANG Bo, CHEN Yunmin. Deformation and strength of structural soft clay under cyclic loading[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, 27(9): 1065-1071.

[17] 王元战，李世纪，雷继超．高动应力水平下软粘土动力特性研究及应用[J]．水道港口，2020，41(1)：99-106.
WANG Yuanzhan, LI Shiji, LEI Jichao. Research and application on dynamic characteristics of soft clay under high dynamic stress level[J]. Journal of Waterway and Harbor, 2020, 41(1): 99-106.

[18] 兰景岩，王延伟，曹振中，等．固结时间对软土动力特性影响的试验研究[J]．震灾防御技术，2019，14(4)：742-749.
LAN Jingyan, WANG Yanwei, CAO Zhenzhong, et al. Experimental study on the influence of consolidation time on dynamic characteristics of soft soil[J]. Technology for Earthquake Disaster Prevention, 2019, 14(4): 742-749.

[19] 王晋宝，熊峰，刘校麟，等．不同加载频率及循环应力比条件下舟山海相软黏土动力特性试验研究[J]．地震工程学报，2023，45(2)：260-269.
WANG Jinbao, XIONG Feng, LIU Xiaolin, et al. Experimental study on the dynamic characteristics of Zhoushan marine soft clay under different loading frequencies and cyclic stress ratios[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2023, 45(2): 260-269.

[20] 吴建奇，杨骁，徐旭，等．部分排水条件下饱和红黏土循环试验研究[J]．浙江大学学报(工学版)，2017，51(7)：1309-1316.
WU Jianqi, YANG Xiao, XU Xu, et al. Cyclic triaxial tests on saturated red clay under partially drained condition[J]. Journal of Zhejiang University (Engineering Science), 2017, 51(7): 1309-1316.

[21] 谢栎，吴建奇．循环荷载作用下红黏土累积变形研究[J]．地震工程学报，2019，41(6)：1623-1629.
XIE Li, WU Jianqi. Accumulative deformation of red clay in southern Jiangxi under cyclic loading[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2019, 41(6): 1623-1629.

[22] LAREW H G, LEONARDS G A. A strength criterion for repeated loads[C]//Proceedings of the 41st Annual Meeting of the Highway Research Board. Washington, D.C.: Highway Research Board, 1962, 41: 529-556.

[23] 雷华阳，姜岩，陆培毅．循环荷载作用下软粘土的强度判别标准试验[J]．长安大学学报(自然科学版)，2009，29(6)：54-58.
LEI Huayang, JIANG Yan, LU Peiyi. Test on shear strength criterion of soft soil under cyclic loading[J]. Journal of Chang'an University (Natural Science Edition), 2009, 29(6): 54-58.

[24] YASUHARA K, YAMANOUCHI T, HIRAO K. Cyclic strength and deformation of normally consolidated clay[J]. Soils and Foundations, 1982, 22(3): 77-91.

[25] 冷建，叶冠林，刘学增，等．循环荷载对上海软土动力特性影响规律的试验研究[J]．地震工程学报，2015，37(4)：1049-1052.
LENG Jian, YE Guanlin, LIU Xuezeng, et al. Experimental study on the dynamic characteristics of Shanghai soft clay subjected to cyclic loading[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2015, 37(4): 1049-1052.

[26] 陈颖平，黄博，陈云敏．循环荷载作用下软黏土不排水累积变形特性[J]．岩土工程学报，2008，30(5)：764-768.
CHEN Yingping, HUANG Bo, CHEN Yunmin. Reliability analysis of high level backfill based on chaotic optimization[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, 30(5): 764-768.

[27] LI L L, DAN H B, WANG L Z. Undrained behavior of natural marine clay under cyclic loading[J]. Ocean Engineering, 2011, 38(16): 1792-1805.

[28] 王军．单、双向激振循环荷载作用下饱和软粘土动力特性研究[D]．杭州：浙江大学，2007.
WANG Jun. Study on dynamic behavior of saturated soft clay under unidirectional and bidirectional cyclic loading[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2007.

(下转第 1039 页)