

文章编号:0559-9350(2009)06-0667-06

饱和砂土液化后强度与变形特性的试验研究

王艳丽^{1,2},王 勇³

(1. 同济大学 岩土及地下工程教育部重点实验室,上海 200092;

2. 同济大学 地下建筑与工程系,上海 200092;

3. 中国科学院 武汉岩土力学研究所 岩土力学与工程国家重点实验室,湖北 武汉 430071)

摘要:利用双向振动三轴试验装置,进行了饱和砂土液化后静力再加载试验。从砂土受振动荷载结束后所处的拉伸、压缩两种状态出发,对饱和砂土液化后的强度变形特性进行分析,研究了液化程度和围压对饱和砂土液化后不排水变形特性的影响。试验结果表明:振后处于拉伸状态的试样,液化后的变形由低强度段、超线性强度恢复段和次线性强度恢复段三段组成;振后处于压缩状态的试样,液化后的变形则只有次线性强度恢复段。提出了统一描述两种状态下砂土液化后应力应变关系的三阶段模型,并给出了模型参数的推导过程。与试验结果对比显示,该模型的预测值与试验值吻合较好,该模型有较好的适用性。

关键词:饱和砂土;液化后变形;应力应变关系;循环加载;单调加载;统一本构模型

中图分类号:TV148

文献标识码:A

1 研究背景

液化是物质由固体状态转化为液体状态的行为和过程^[1]。在20世纪60年代、70年代中的几次大地震如:日本新 大地震、美国阿拉斯加大地震、中国唐山大地震中均出现因液化导致堤防和其他建筑物破坏的现象。因此,液化引起了人们的普遍关注^[2]。饱和砂土液化过程是土体有效应力衰减的过程^[3]。液化后大变形是指饱水砂土地基在地震液化后强度极低,在建筑物荷载或土体自重作用下,地表出现大的垂直向或侧向变形的现象^[4]。与单纯的液化相比,液化后大变形导致的破坏往往更为严重且发生极为普遍,几乎每次地震导致的砂土液化都会伴有大变形的发生,产生灾难性的后果^[5],所以对地震液化后砂土应力和变形特性的研究就显得尤为重要。在过去的一段时间里许多学者对此进行了大量的研究。Finn^[6]指出了残余强度和液化后大位移的分析方法。Hamada等^[7]根据地震调查资料,应用数理统计方法回归得到了地面大位移的经验公式。Yasuda等^[8]通过室内实验建立了液化后砂土的应力应变双直线模型。Vaid等^[9]通过大量试验描述了砂土液化和液化后的变形特性。Shamoto等^[10-11]提出了饱和砂土液化后大变形的一种机理解释,并据此建立了描述饱和砂土液化后不排水单调剪切大变形的本构模型。刘汉龙等^[4]基于振动扭剪三轴试验结果提出了一个反映砂土液化后应力应变特性的双曲线模型。张建民等^[12]进一步阐述了砂土液化后大变形的机理,给出了物理概念明确并具有普遍性的确定液化后应力应变响应的关系式。这些研究一般仅考虑了砂土液化后变形的低强度段和强度恢复段的初期,未考虑砂土液化后应变达到一定程度后的应力应变特性。

本文在前人研究的基础上根据室内试验成果,从砂土受振动荷载结束后所处的拉伸、压缩两种状态出发,对砂土液化后的应力应变发展的全过程进行分析,探讨了围压和液化程度对饱和砂土液化后不排水变形特性影响,以进一步研究砂土液化后的强度和变形特性。

收稿日期:2008-08-28

作者简介:王艳丽(1981—),女,河南平顶山人,博士生,主要从事岩石渗流力学与土动力学研究。E-mail:wylidh@126.com

2 模型试验

2.1 试验仪器 本试验设备主要为 GDS 10Hz/20kN 双向振动三轴系统,它是由英国 GDS 公司研制生产的高精度三轴仪,利用高速直流伺服马达施加动荷载(轴向和径向),根据电子荷重传感器和位移传感器的反馈对荷载和变形的大小进行计算机控制,可以适用于 39.1、50、70、100mm 直径的试样。该仪器包括:制动单元、三轴压力室和平衡器、围压控制器、反压控制器、信号控制器、高速数据采集和控制卡(HSDAC 卡)。设备由计算机自动采集、处理各种信号,生成相应的数据文件。该设备在试验中可以方便地从一种控制方式转换到另一种控制方式,因此适用于饱和砂土振动液化试验和液化后静载条件下排水或不排水剪切试验。

2.2 试样制备及试验方法 试验所用土样为 2 种:细砂和粉砂。2 种土样的基本物性指标参见表 1。试验采用直径 39.1mm,高度为 80mm 的重塑土样。重塑试样的制备为多层湿捣法,分 5 层进行,控制细砂样的干密度为 $1.50\text{g}/\text{cm}^3$ 、 $1.60\text{g}/\text{cm}^3$,粉砂样的干密度为 $1.55\text{g}/\text{cm}^3$ 。对细砂两种密度试样固结压力分别采用 165kPa、175kPa;粉砂样固结压力分别采用 50kPa、100kPa。根据土样的干密度及预先设计的含水率确定每层土样的重量,击实到相应高度,各层接触面刮毛以保证上下接触良好。成样后测量直径和高度。在三轴压力室内联合使用抽真空联合反压饱和,当孔隙水压力系数 B 值满足 0.95 以上时,认为试样满足饱和度要求。然后进入固结阶段,当试验的体变值在 5min 之内不再增加时认为达到了等压固结的标准,固结完成后立即施加循环荷载,振动频率 1Hz,使试样达到预定的液化效果,液化标准采用应力控制,循环荷载结束后在不排水条件下施加一定速率的单调荷载进行液化后不排水剪试验,试验过程中试样的受力情况如图 1 所示。

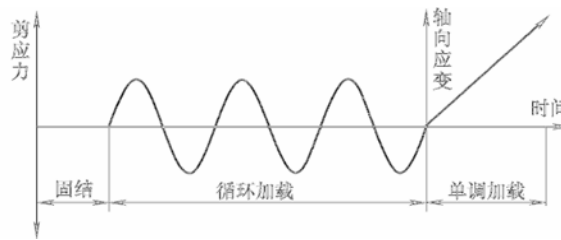


图 1 砂土液化后强度变形特性试验的加载过程

表 1 试验土样的基本物性指标

| 土样 | 比重 | 含水率 % | 初始孔隙比 | 不同粒径(mm)下的质量百分数 % | | |
|----|------|-------|-------|-------------------|--------------|----------|
| | | | | 0.5~0.25mm | 0.25~0.075mm | <0.075mm |
| 细砂 | 2.68 | 26 | 0.723 | 0.44 | 92 | 7.56 |
| 粉砂 | 2.70 | 22 | 0.623 | 0 | 72 | 28 |

2.3 试验结果与分析 试样在循环荷载作用后,其残余应变可能处于拉伸或压缩两种状态,因此单调加载时的应力应变关系应按试样所受的不同状态分别进行考虑。试验结果表明:细砂和粉砂在两种状态下单调加载时的应力应变关系是相似的。图 2 给出了细砂液化后应力应变关系部分试验结果,同时还比较了试样的残余变形为拉伸、压缩两种状态下细砂在单调加载过程中孔隙水压力的变化规律。

从图 2 可以看出残余变形为拉、压两种状态的试样液化后应力应变关系明显不同。残余变形为拉伸状态的试样,其液化后应力应变曲线可以分为两个阶段:第一阶段即单调荷载加载初期,砂土的切线模量几乎从零发展到一个较小值,轴向应变 ϵ_a 以较大的速率增加,而偏应力 q 几乎为 0,孔隙水压力则基本保持在有效围压附近,此时砂土基本呈流体状不能承受剪应力。此阶段即为 Shamoto 等^[10]所定义的砂土液化后应力应变曲线中的低强度段,该阶段发生的应变称为低强度段轴向应变 ϵ_0 ;出现这种现象与液化后砂土的再固结体变特性密切相关,再固结体变主要是由部分可逆的体变分量和不可逆的体变分量组成^[12-18]。循环加载使土体有振密的趋势从而使试样中的水处于一定的压缩状态,在液化后单

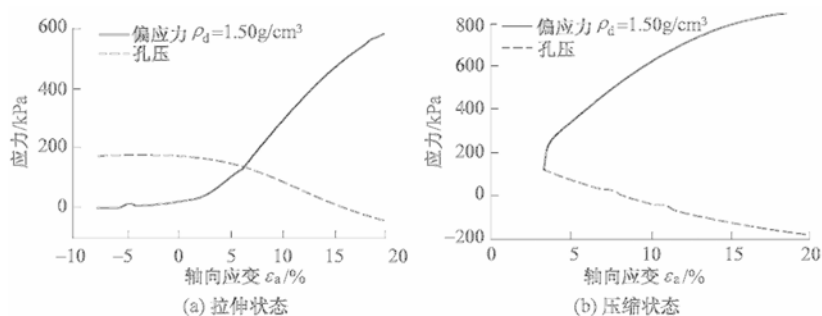


图2 细砂液化后的应力应变关系及孔压消散曲线

调加载时,剪切作用使土体有体胀趋势从而使这部分水从压缩状态释放出来,在此过程中水体逐渐从受压状态向自由状态转换,试样的有效应力不发生变化保持为零,而应变则大幅度增加,此时的轴向应变 ε_0 与可逆的体应变分量相对应。第二阶段,当轴向应变增大到一定值时,水体由压缩状态恢复到自由状态,随着孔隙水压力不断降低,有效应力快速增加,强度逐渐得到恢复,砂土表现出剪胀特性^[13]。此阶段称为强度恢复段,发生的应变称为强度恢复段轴向应变 ε_d 。此时的轴向应变 ε_d 与不可逆的体应变分量相对应。这个阶段包括变形的 2 个小阶段,即:砂土的切线模量随着应变的增加而增大,孔压降低速率也快速增大,应力应变曲线形状表现为下凸,此阶段称为超线性强度恢复段;随着应变的继续增加,砂土的切线模量逐渐减小,孔压降低速率也逐渐减小,应力应变曲线形状表现为上凸,称为次线性强度恢复段。而对于从最大压缩变形开始加静荷载的试样,随着应变的增大,砂土的切线模量和孔压降低速率始终逐渐减小,砂土也表现出剪胀特性,其应力应变曲线则直接进入次线性强度恢复段,即上凸段。图 3 为砂土液化后应力应变曲线的分段示意图,低强度段与强度恢复段的交点定义为 (ε_{d0}, q_0) 强度恢复两阶段的交点定义为 (ε_{d1}, q_1) 。由以上分析可知,残余应变为压缩方向的试样其液化后应力应变曲线是拉伸方向试样的一部分,所不同的只是试样受循环荷载后的状态,即单调加载前的应力历史不同,因此,可将液化后砂土的应力应变关系采用统一的模型描述。

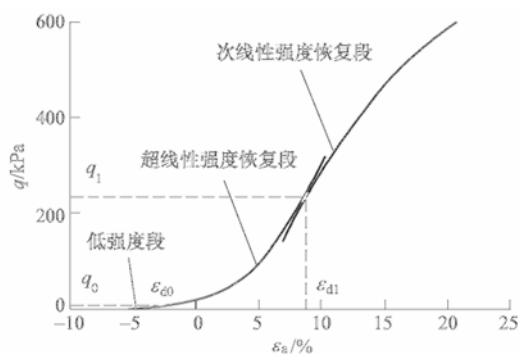


图3 砂土液化后应力应变关系分段示意

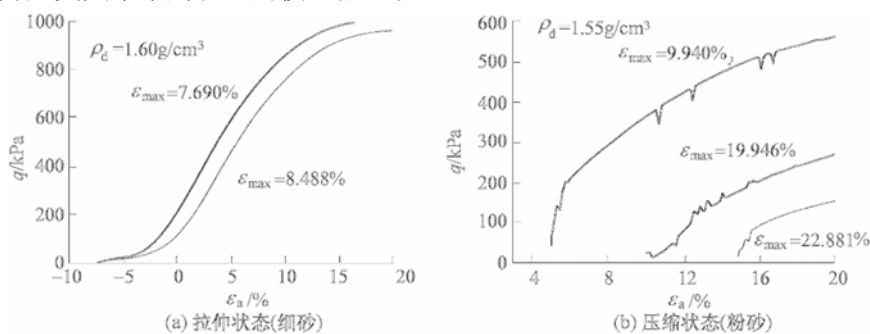


图4 不同双幅轴向应变砂土的应力应变关系

图 4 为不同最大双幅轴向应变下砂土液化后的应力应变曲线,即不同液化程度下砂土的应力应变曲线。在砂土完全达到液化后,液化程度由最大双幅轴向应变来表征,最大双幅轴向应变越大,液化程度也越大。由图可知,各试样的应力应变曲线近乎平行,双幅轴向应变越大的试样,其单调加载时的峰值强度越低,说明试样液化前的应力历史对液化后强度有很大的影响。对残余变形为拉伸状态的试样,各曲线的差别主要在低强度段,双幅轴向应变越大的试样,其低强度段轴向应变 ε_0 就越大。

图 5 给出了不同有效围压下粉砂液化后的应力应变曲线,循环荷载结束后试样的残余应变为压缩方向。由图可知,在其他条件相同的情况下,试样的有效围压对砂土强度恢复段的影响较大,有效围压越大,则试样的峰值强度越高,在相同的轴向应力作用下产生的变形也越小。

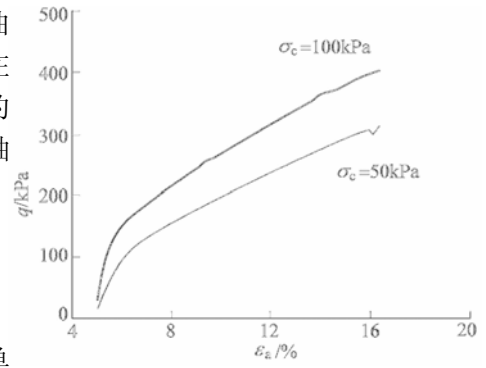


图 5 不同有效围压粉砂液化后的应力应变关系(压缩)

3 砂土液化后三阶段本构模型

3.1 模型的建立 由以上分析可知,从最大拉伸变形开始加单调荷载的试样,其轴向应变由两个分量组成,一个为零有效应力状态时产生的应变分量 ε_0 (低强度段轴向应变),其大小依赖于循环荷载作用的应力历史;一个为非零有效应力状态时产生的应变分量 ε_d (强度恢复段轴向应变),其大小依赖于单调荷载作用下偏应力的值,即^[12]

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \varepsilon_d \quad (1)$$

对于低强度段轴向应变 ε_0 ,有:

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_{d0} - \varepsilon_{d0} \quad (2)$$

式中: ε_{d0} 为循环荷载结束后试样的轴向应变; ε_{d0} 为单调加载阶段应力很小时,即 q_0 (本文 q_0 取 5kPa) 对应的轴向应变值,又称强度恢复段初始轴向应变。

虽然不同条件下砂土液化后的应力应变关系不同,但低强度轴向应变 ε_0 与循环荷载后的最大双幅轴向应变 ε_{max} 呈直线关系,见图 6,具体表达式为:

对细砂

$$\varepsilon_0 = 0.53 \varepsilon_{max} - 0.50 \quad (3)$$

对粉砂

$$\varepsilon_0 = 0.65 \varepsilon_{max} - 1.78 \quad (4)$$

式中: ε_0 为低强度段轴向应变; ε_{max} 为循环荷载作用下试样的最大双幅轴向应变。

对于强度恢复段轴向应变 ε_d 来说,两阶段的应力应变关系曲线是不同的。对超线性强度恢复段 ($\varepsilon_{d0} \leq \varepsilon_d \leq \varepsilon_{d1}$),其应力应变关系可用坐标变换后的双曲线表示^[4],即

$$\varepsilon_d = \varepsilon_{d0} + \frac{aq}{b+q} \quad (5)$$

$$\varepsilon_{d0} = \varepsilon_{d0} + \varepsilon_0, a = \varepsilon_{ult}, b = \varepsilon_{ult} G'_i$$

式中: ε_{d0} 为循环荷载结束后试样的轴向应变; ε_{d0} 为强度恢复段初始轴向应变; ε_{ult} 为砂土液化后 $\varepsilon_d - q$ 曲线上的应变渐近值; G'_i 为砂土液化后 $\varepsilon_d - q$ 曲线上应变为 ε_{d0} 时的切线模量。

对于次线性强度恢复段 ($\varepsilon_d > \varepsilon_{d1}$),其应力应变关系可直接用双曲线表示,即

$$q = q_1 + \frac{c(\varepsilon_d - \varepsilon_{d1})}{d + \varepsilon_d}; c = q_{ult}; d = q_{ult} G'_i \quad (6)$$

式中: q_1 为砂土液化后应力应变关系曲线上的临界应力值; ε_{d1} 为应力 q_1 对应的轴向应变,均可由试验曲线确定; q_{ult} 为砂土液化后 $q - \varepsilon_d$ 关系曲线上偏应力渐近值; G'_i 为砂土液化后应力应变曲线上应变为 ε_{d1} 时的切线模量。

对于从最大压缩变形开始加单调荷载的试样,其应力应变关系可直接用次线性强度恢复段的应力应变关系表示,见式(6)。

3.2 模型的验证 为了验证本文模型的适用性,对干密度为 $1.5g/cm^3$ 细砂液化后所处拉伸和压缩两种状态下的试验结果进行了验证,试验曲线及预测曲线见图 7。

当 $\varepsilon_{max} = 13.0774\%$ 时,代入式(3)有

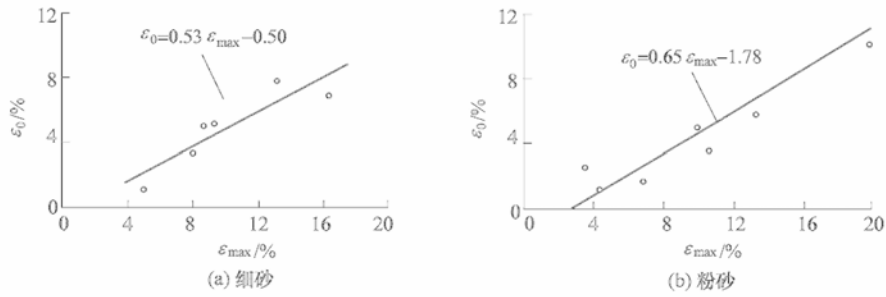


图6 细砂和粉砂试样 $e_0 - e_{max}$ 的关系

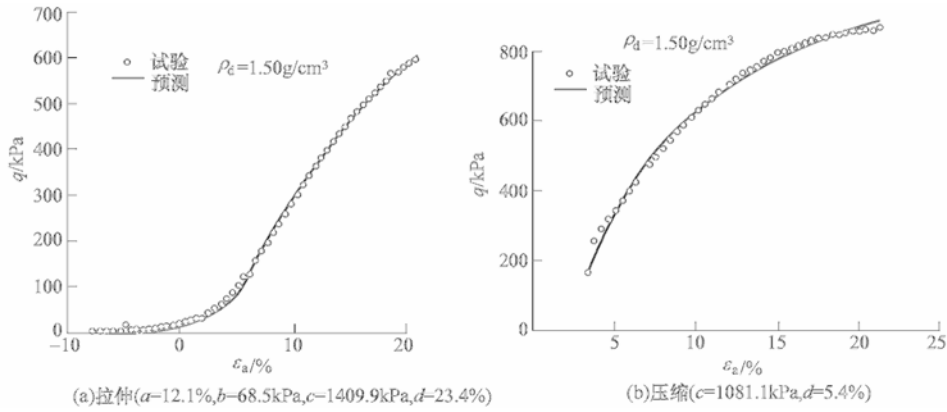


图7 细砂试样的试验曲线与预测曲线

$$e_0 = (0.53 \times 13.0774 - 0.50)\% = 6.431\% \quad (7)$$

将 $e_0 = 6.431\%$ 和 $e_{a0} = -7.8282\%$ 代入式(5)有

$$\varepsilon = -7.8282\% + 6.431\% = -1.397\% \quad (8)$$

当 $\varepsilon_d \geq -1.397\%$ 时, 曲线由两段双曲线组成, 砂土液化后的应力应变关系满足式(5)、式(6), 其中 $a = 12.1\%$, $b = 68.5\text{kPa}$, $c = 1409.9\text{kPa}$, $d = 23.4\%$ 。

当 $\varepsilon_{d1} = 3.3804\%$ 时, 其应力应变关系满足式(6), 其中 $c = 1081.1\text{kPa}$, $d = 5.4\%$ 。

验证结果表明, 计算值与试验值吻合得较好, 且模型参数有明确的物理意义。对振后所处的拉伸状态的试样, 液化后的低强度段和强度恢复段拟合得较好, 而两者的过渡段拟合得较差, 但这不影响整体液化后变形的计算结果。振后处于压缩状态的试样, 其液化后应力应变曲线是振后拉伸状态试样应力应变曲线的一部分, 可用次线性强度恢复段的应力应变关系式表示。

4 结语

通过对液化后饱和细砂和粉砂的强度与变形特性进行试验研究, 分析了围压和液化程度对饱和砂土液化后不排水变形特性影响。结果表明, 砂土液化后的变形特性分两种不同情况, 对于振后处于拉伸状态的试样, 液化后的变形由低强度段、超线性强度恢复段和次线性强度恢复段组成; 对于振后处于压缩状态的试样, 液化后的变形则只有次线性强度恢复段。以往的研究一般仅考虑前者, 与实际相比, 不够全面。本文进一步提出统一描述两种状态下液化后砂土的三阶段本构模型, 讨论了模型中参数的确定方法, 并结合试验结果对模型进行了对比验证, 模型预测值与试验值吻合较好, 说明了该模型的合理性。砂土液化后的影响因素较多, 本文只对两种砂土不同固结压力、不同液化程度下的应力应变关系进行了初步分析, 并未给出这些因素对模型参数 a 、 b 、 c 、 d 的响应规律, 这些将会是后续工作的重点。

致谢: 向浙江大学软弱土与环境土工教育部重点实验室的全体工作人员和同济大学岩土工程教育部重点实验室的吴晓峰老师在试验期间及论文撰写方面提供的热心帮助表示衷心的感谢。

参 考 文 献:

- [1] The committee on soil Dynamics of the Geotechnical Engineering Division. Definition of terms related to liquefaction[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1978, 104(GT9): 1197—1200.
- [2] 鲁晓兵, 谈庆明, 王淑云, 等. 饱和砂土液化研究新进展[J]. 力学进展, 2004, 34(1): 87—96.
- [3] 刘洋, 周健, 付建新. 饱和砂土流固耦合细观数值模型及其在液化分析中的应用[J]. 水利学报, 2009, 40(2): 250—256.
- [4] 刘汉龙, 周云东, 高玉峰. 砂土地震液化后大变形特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2002, 24(2): 142—146.
- [5] 徐斌, 孔宪京, 邹德高, 等. 饱和砂砾料液化后应力与变形特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(1): 103—106.
- [6] Finn W D L. Post-liquefaction flow deformation[C]// Pak, Yamamura, eds. Soil Dynamics and Liquefaction 2000. ASCE Geotechnical Special Publication, Denver: ASCE, 2000: 108—122.
- [7] Hamada M, Yasuda S, Isoyama R, et al. Observation of permanent displacements induced by soil liquefaction[J]. Proc JSCE, 1986, 3(6): 211—220.
- [8] Yasud S, Yoshida N, Masuda T, et al. Stress-strain relationship of liquefaction sands[C]// Earthquake Geotechnical Engineering. Rotterdam: Balkema, 1995: 811—816.
- [9] Vaid Y P, Thomas J. Liquefaction and post-liquefaction behavior of sand[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1995, 121(2): 163—173.
- [10] Shamoto Y, Zhang J-M, Goto S. Mechanism of large post-liquefaction deformation in saturated sands[J]. Soils and Foundations, 1997, 37(2): 71—80.
- [11] Shamoto Y, Zhang J-M. Evaluation of seismic settlement potential of saturated sandy ground based on concept of relative compression[J]. Soils and Foundations, 1998, 38(S2): 57—68.
- [12] 张建民, 王刚. 砂土液化后大变形的机理[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(7): 835—840.
- [13] 周云东. 地震液化引起的地面大变形试验研究[D]. 南京: 河海大学, 2003.

Experimental study on strength and deformation characteristics of saturated sand after liquefaction

WANG Yan-li¹, WANG Yong²

(1. Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Institute of Rock and Soil Mechanics, Wuhan 430071, China)

Abstract: The monotonic loading tests on saturated sand after liquefaction were carried out by using dynamic triaxial testing system. The strength and deformation characteristics of saturated sand for test samples subjected to tension or compression after cyclic loading were analyzed respectively. The effect of liquefaction degree and confining pressure on undrained deformation characteristics of saturated sand were studied. It is found that the variation of post-liquefaction strain is composed of three stages, including the low intensive strength stage, superlinear strength recovery stage and sublinear strength recovery stage, if the sand is in tension state at the end of cyclic loading. Whereas, the post-liquefaction strain will be sub-linear strength recovery stage only if the sand is in compression state at the end of cyclic loading. The unified post-liquefaction constitutive model for describing the sand in tension or compression states at the end of liquefaction is proposed and relevant parameters are deduced. The predicted results using this model are in good agreement with experimental data.

Key words: saturated sand; post-liquefaction strain; stress-strain relationship; cyclic loading; monotonic loading; unified constitutive model

(责任编辑:李琳)