DOI：10.16285/j.rsm.2016.2242

# 南海北部区域黏土循环动力特性试验研究

张 炜[1]，李 亚[1]，周松望[2]，蒋正波[2]，吴 非[1]，梁文洲[1]

（1. 中海油研究总院，北京 100028；2. 中海油田服务股份有限公司物探事业部，天津 300451）

**摘 要：**采用南海北部区域油田场址钻孔原状土样，开展黏土循环动力特性试验研究。结合共振柱与应变控制的循环单剪试验，获取动剪切模量和阻尼比随循环剪应变的变化规律，将最大动剪切模量与原位静力触探的计算结果进行对比。开展应力控制的循环单剪试验，采用对称加载方式获取土样动强度阈值，基于该阈值，通过单、双向加载方式获取土样动强度包络线，并将试验结果与 Drammen 黏土及世界范围内其余区域黏土进行对比。该研究初步获取了南海北部区域性黏土的循环特性及动力学参数，为南海北部区域油气田结构设计和地质风险评估提供基础资料，掌握了循环动力特性试验方法，为岩土工程动力学试验研究及数据分析提供技术参考。

**关 键 词：**南海北部；黏土；循环荷载；动剪切模量；阻尼比；动强度

**中图分类号：**P 751，TU 411.8 **文献标识码：**A **文章编号：**1000－7598 (2018) 07－2413－11

# Experimental research on cyclic behaviors of clay in the northern region of South China Sea

ZHANG Wei[1], LI Ya[1], ZHOU Song-wang[2], JIANG Zheng-bo[2], WU Fei[1], LIANG Wen-zhou[1]

（1. General Research Institute, China National Offshore Oil Corporation, Beijing 100028, China;
2. Marine Survey & Geotech Operating Company, China Oilfield Services Ltd., Tianjin 300451, China）

**Abstract:** Experimental research on cyclic behaviors of clay is performed based on undisturbed soil samples from the boreholes of oil field sites in northern region of South China Sea. Combined resonant column test and strain-controlled cyclic direct simple shear test, the dynamic shear modulus and damping ratio of the soils over a range of cyclic shear strain are studied. Additionally, the maximum dynamic shear moduli are compared with the calculation results on the basis of cone penetration test. Stress-controlled cyclic direct simple shear test is developed to capture the threshold value of cyclic strength by symmetric loading method. And then, based on the threshold value, the envelope curves of cyclic strength can be obtained by one-way and two-way loading methods. The test data are compared with Drammen clay and other clays obtained from different locations in the world. The cyclic performance and dynamic parameters of soils in the northern region of South China Sea are studied, which provides the basic data for structure design and evaluation of geological risks. Besides, experimental methods of cyclic tests are mastered, which can provide technical reference for dynamic experimental study and data analysis of geotechnical engineering.

**Keywords:** northern South China Sea; clay; cyclic loading; dynamic shear modulus; damping ratio; cyclic strength

## 1 引 言

南海北部区域是我国深水油气资源开发的战略选区，海洋岩土工程是油气田安全生产的重要保障。海底设施和结构物基础往往建造在海洋环境复杂和恶劣的海域，基础及周围的海洋土都将直接或间接承受由风、浪、流等导致的长期、持续、低频循环荷载和由地震等导致的短期、间断、高频循环荷载。一方面，海洋黏土具有极其复杂的非线性动力特性，在循环荷载作用下，土的变形和强度将发生一系列演变，使相关设施产生位移而影响使用，或引起承载性能变化而失稳破坏。另一方面，在地质演变过程中，海洋黏土受沉积历史、应力条件、排水条件和结构特性等因素的综合影响，形成了一种多相分散系，其力学特性具有很强的区域性。综上，针对南海北部区域黏土开展循环动力特性研究尤为必要。

收稿日期：2016-09-22
基金项目：国家自然科学基金项目(No. 51741909)。
This work was supported by the National Natural Science Foundation of China (51741909).
第一作者简介：张炜，男，1983 年生，博士，高级工程师，主要从事海洋岩土力学及结构物基础与海洋土相互作用的研究工作。E-mail: winces@126.com

动力特性试验作为深水浅层黏土沉积物工程特性的重要研究手段，主要包括 3 方面的研究：循环荷载作用下动强度研究[1−11]、动变形研究[12−18]及动孔压演变规律研究[19−26]。总结当前研究可以发现：①大量研究及工程设计均基于陆地及近岸区域，针对海洋深水陆坡区研究甚少；②多数研究采用重塑土，原状土研究相对较少；③较多试验研究模拟等压固结状态，原位 $K_0$ 固结状态研究较少；④土的区域性分布带来的环境条件差异使得土的动力特性和动力参数差异也颇为明显，而海洋区域该差异性尤为明显。土的动力特性十分复杂，动强度和动变形除受自身结构组成的影响之外，还受到初始应力状态、平均剪应力、循环剪应力以及循环次数等诸多因素影响。因此，特定研究区域需针对性展开系统研究，以期获得区域性黏土的循环动力特性和动力学参数，为区域工程实践提供基本保障。

本文针对南海北部区域黏土循环动力特性展开试验研究。采用南海北部陆坡区油田工程勘察钻孔原状土样，第 1 步，通过共振柱试验与应变控制的循环单剪试验，获取动剪切模量及阻尼比随循环剪应变的变化规律，并将土样最大动剪切模量与基于原位 CPT 测试的计算结果进行对比；第 2 步，开展应力控制的循环单剪试验，采用对称加载方式获取土样动强度阈值，基于阈值，通过单、双向加载方式获取土样动强度包络线，并将试验结果与典型的 Drammen 黏土及世界范围内其余区域黏土进行对比。通过本文研究，掌握海洋黏土循环动力特性测试的试验方法；获取土样的动力学参数，为南海北部区域油气田结构设计和地质风险评估提供基础资料；初步获取南海北部区域性土体循环动力工程特性，为后续油田的开发和研究奠定基础。

## 2 动剪切模量及阻尼比试验研究

南海北部区域地处华南沿海地震带和南海地震区。地震荷载对海洋土的影响主要体现在非黏性土的循环流动或液化以及黏性土的应力−应变性能软化（包括刚度和强度）。在地震循环荷载作用下，土体受到地层运动的往复作用将受到复杂的循环应力。大量的土体地震响应分析中假设剪切波垂直传播，由此导致土体产生循环剪切效应。在结构物基础及水下设施与土的动力反应分析中，土体的循环响应对基础性能至关重要，其可能导致基础周围土体产生较大的剪切变形致使结构物失稳破坏。因此，需要描绘土体在循环荷载作用下的应力−应变响应用以评估土体的动力特性。地基土的非线性应力−应变和阻尼行为可用土体在一定应变范围内的动剪切模量和材料阻尼比来表示。室内土工动力学试验用于测定土的动力学参数，不同土动力特性试验方法的适用范围见图 1[27]，其中，共振柱试验用于测定在小应变幅值范围内（$10^{-5}$%～$10^{-2}$%）的动剪切模量和阻尼比的变化规律；振动单剪试验（也称循环单剪试验）可用于测定大应变幅值下（$10^{-2}$%～5%）动剪切模量的降低和材料阻尼比的增加规律。结合二者，可获得剪应变 $10^{-5}$%～5%范围内完整的动剪切模量及阻尼比随循环剪应变的变化关系。

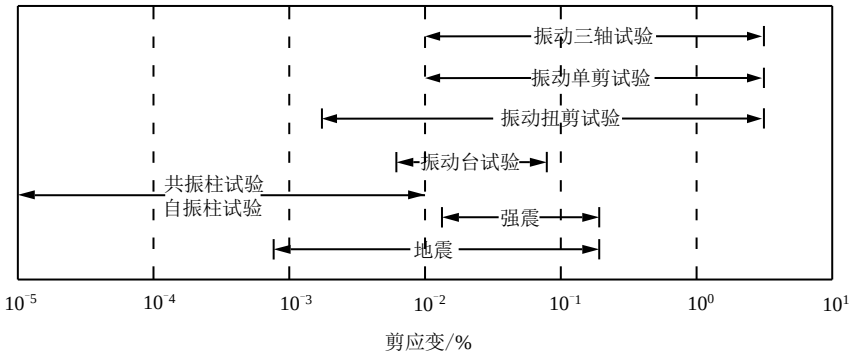



**图 1 土的动力特性试验方法适用范围**

**Fig.1 Application range of experimental methods for dynamic properties of soils**

### 2.1 试验方法及试验设备

2.1.1 试验土样

试验土样采用南海北部区域某深水油田平台场址钻孔取样的原状土，根据土体分层分类信息，采用 X 光扫描技术确认取样质量，选取一定厚度的土样（土粒分布均匀的代表性黏土层）展开实验室共振柱试验和循环单剪试验。选取土样的基本物性参数及静强度见表 1，其中静强度采用静单剪试验测定，表中 $D$ 为土样深度，$w$ 为含水率，$M$ 为重度，$I_p$ 为塑性指数，$s_u$ 为静强度。

**表 1　土样的基本物性参数**

**Table 1　Basic physical parameters of soil samples**

| 土样编号 | $D$ /m | $w$ /% | $M$ /(kN/m$^3$) | $I_p$ | $s_u$ /kPa | 土样描述 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| A | 15.28～15.90 | 40 | 18.0～18.2 | 20 | 44 | 软到硬的钙质黏土 |
| B | 35.15～35.70 | 38 | 17.7～18.2 | 18 | 90 | 硬的钙质黏土 |
| C | 54.56～55.40 | 33 | 18.9～19.1 | 12 | 110 | 硬到非常硬的钙质黏土 |
| D | 63.67～64.40 | 32 | 18.9～19.2 | 11 | 155 | 硬到非常硬的钙质黏土 |
| E | 87.78～88.30 | 27 | 19.6～19.7 | 18 | 279 | 坚硬到非常坚硬的钙质黏土 |

2.1.2 共振柱试验

采用共振柱试验仪 GDS-RCA 进行土样的共振柱试验，见图 2。共振柱试验仪主要由激振系统、压力系统、计算机控制系统及数据采集系统 4 个模块组成。在实心或空心圆柱形土样的底端施加振动激励，通过电磁驱动系统产生扭转或纵向激励，测量自由端的运动、波速和材料阻尼确定共振频率。通过测定的共振频率，基于试样密度等参数得出土体在不同级别小应变下的动剪切模量和材料阻尼比等动态性能指标。试验可通过标准压力室施加 1 MPa 以内的气体围压，通过跨导电流驱动放大器，实现 0～400 Hz 的振动频率，通过内置 LVDT 测量试样变形，试验土样大小即钻孔取样的土样尺寸，直径为 76 mm，高度为 140 mm。试验步骤简述如下：①土样准备及装样；②反压饱和；③等效围压下土样各相同性固结；④在不同激振电压下进行土样激振，通过扫频获得共振频率及对应应变值；⑤基于测试数据计算得到剪切模量 $G$ 和材料阻尼比 $\lambda$，同时获得最大动剪切模量 $G_{max}$。

按照表 1，在各土样编号中截取土样进行共振柱试验，试样相关参数见表 2，其中 $K_0$ 为静止侧压力系数，$\sigma'_m$ 为原位平均有效应力，$\sigma'_{co}$ 为有效围压，$S_r$ 为饱和度，$e_0$ 为初始孔隙比。



**图 2　共振柱试验仪**

**Fig.2　Resonant column apparatus**

**表 2　共振柱试验土样参数**

**Table 2　Sample parameters for resonant column test**

| 土样编号 | $D$ /m | $K_0$ | $\sigma'_m$ /kPa | $\sigma'_{co}$ /kPa | $S_r$ /% | $e_0$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| A1 | 15.59 | 0.65 | 87 | 139 | 98.2 | 1.103 |
| B1 | 35.48 | 0.65 | 205 | 284 | 97.6 | 1.020 |
| C1 | 55.33 | 0.67 | 340 | 393 | 92.0 | 0.884 |
| D1 | 64.14 | 0.66 | 399 | 399 | 99.1 | 0.962 |
| E1 | 88.25 | 0.71 | 573 | 605 | 98.4 | 0.696 |

2.1.3 应变控制循环单剪试验

采用伺服控制多功能单剪切仪 GDS-EMDCSS 进行应变控制的循环单剪试验，见图 3。循环单剪仪主要由加载系统、测量系统、传感器信号调节装置、计算机控制与试验数据采集系统 5 个模块组成。试验采用逐级增大循环剪应变的方法测定 $K_0$ 固结后的土样动剪切模量与材料阻尼比随循环剪应变的变化关系。试验用等体积条件模拟不排水试验条件。在圆柱形土样侧向采用低摩擦剪切环约束，确保横截面积不变，即保持 $K_0$ 固结后土样高度不变，在应变控制模式下，给土样施加水平方向的循环剪应变，同时测量水平方向振动剪应力响应。

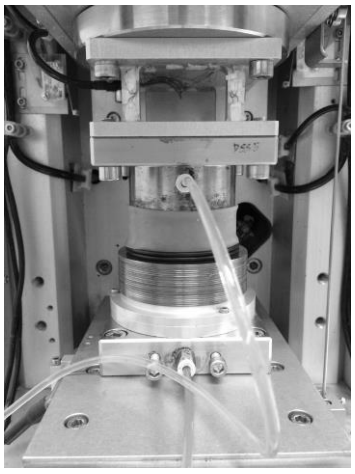


**图 3　循环单剪试验仪**

**Fig.3　Cyclic direct simple shear apparatus**

竖直和水平加载装置由伺服电机驱动的电动缸控制，水平最大加载能力为 2 kN，竖直最大加载能力为 5 kN。通过水平方向的 LVDT 传感器测量试

样变形，通过孔压传感器测量孔压变化。该仪器可以在竖直、水平两个方向分别施加静荷载与循环荷载，循环荷载频率不大于 5 Hz。试验土样直径为 70 mm，高度为 20 mm。试验步骤简述如下：①土样准备及装样；②轴向荷载作用下，土样 $K_0$ 固结；③轴向加卸载，还原土样超固结比；④设置循环剪应变幅值及偏应力，施加循环剪应变；⑤基于测试数据计算得到动剪切模量 $G$ 和材料阻尼比 $\lambda$。

对应表 1 和表 2 所示各深度试样段，每一深度展开 4 组应变控制的循环单剪试验，循环应变幅值设置为 0.1%、0.5%、1.0%和 2.0%，每一循环应变水平提取循环次数 $N$ 分别为 1、2、5、10、15 下的试验结果，试样相关参数见表 3，其中 $OCR$ 为超固结比，$\sigma'_{vc}$ 为固结结束后的法向应力，其余参数定义同前述。

**表 3 应变控制的循环单剪试验土样参数**

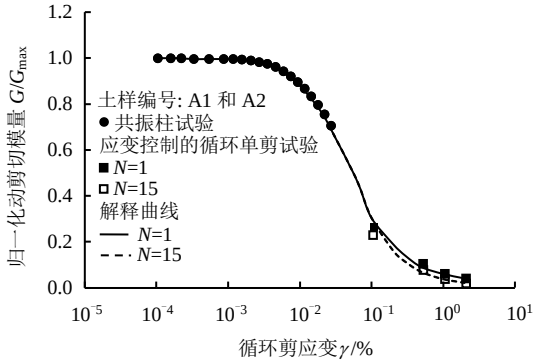
**Table 3 Sample parameters for strain-controlled cyclic direct simple shear test**

| 土样编号 | $D$ /m | $OCR$ | $\sigma'_{vc}$ /kPa | $S_r$ /% | $e_0$ |
|---|---|---|---|---|---|
| A2 | 15.30 | 1.00 | 163.0 | 98.5 | 1.101～1.107 |
| B2 | 35.28 | 2.00 | 417.0 | 98.4 | 1.014～1.024 |
| C2 | 54.59 | 1.95 | 657.5 | 94.1 | 0.907～0.930 |
| D2 | 63.71 | 2.43 | 528.8 | 93.4 | 0.999～1.047 |
| E2 | 87.87 | 1.79 | 717.1 | 97.2 | 0.679～0.703 |

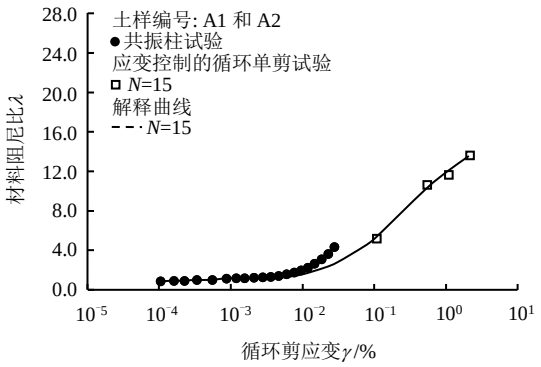
## 2.2 动剪切模量与材料阻尼比

据表 2 和表 3 所示工况，以土样 A 为例展示动剪切模量与材料阻尼比试验结果，如图 4 所示；全部土样试验结果见图 5 所示，其中 $G/G_{max}$ 为归一化的动剪切模量（即动剪切模量与最大动剪切模量的比值），$\gamma$ 为循环剪应变。已有的文献表明[28–30]，动剪切模量随循环剪应变（应变幅值到 1%）增加而减小，材料阻尼比随循环剪应变增加而增加。图 4 可以表明，$G/G_{max}$ 随 $\gamma$ 的变化趋势与文献结论一致，从共振柱测试数据到循环单剪试验数据过渡平滑，其中循环单剪试验的动剪切模量取值对每一循环剪应变水平，取循环次数 $N$=1 和 $N$=15 下的两个值。

分析图 5，在低循环剪应变下，不同深度土样的归一化动剪切模量和材料阻尼比基本相等，具有较好的一致性。当剪应变幅值大于 $3\times10^{-3}$%，动剪切模量开始下降；当剪应变幅值大于 $6\times10^{-3}$%，材料阻尼比开始迅速增加。从室内共振柱试验数据来看，在观测到循环弱化现象之前，共振试验应捕捉到 0.02%～0.03%之间的剪应变，以清晰地展现动剪



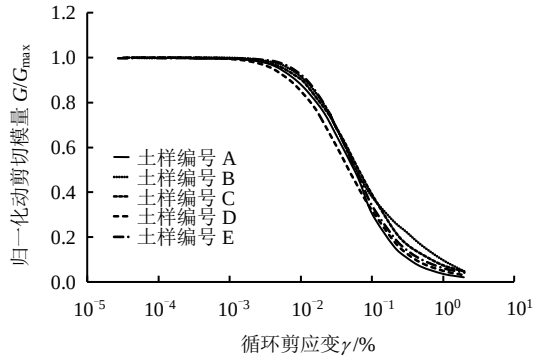

(a) 土样 A 的动剪切模量



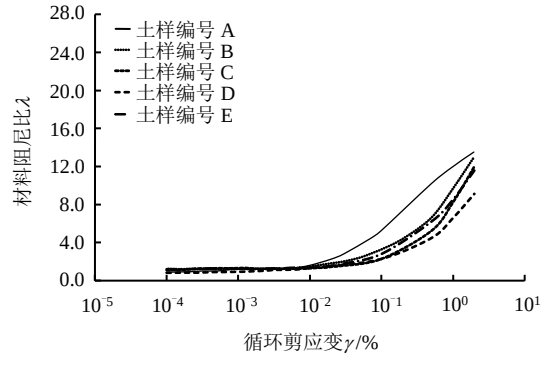

(b) 土样 A 的材料阻尼比

**图 4 土样 A 的动剪切模量和材料阻尼比**

**Fig.4 Dynamic shear modulus and material damping ratio of sample A**




(a) 全部土样的动剪切模型




(b) 全部土样的材料阻尼比

**图 5 全部土样动剪切模量和材料阻尼比**

**Fig.5 Dynamic shear modulus and material damping ratio of all samples**

切模量随循环剪应变的增加而降低。试验结果统计见表 4，其中 $G_{100}$ 和 $G_{1\ 000}$ 表示主固结结束时和主固结结束一个时间对数循环后的动剪切模量，$G_{N=1}$ 和 $G_{N=15}$ 为循环次数为 1 和 15 对应的动剪切模量，显然，$G_{100}<G_{1\ 000}<G_{\max}$；$\gamma_{\max}$ 为最大剪切模量对应的平均剪应变，$\lambda_{\max}$ 和 $\lambda_{\min}$ 分别为最大和最小剪应变幅值对应的材料阻尼比。从表 4 可以看出，从整体趋势来看（A～D 试样），随着深度和抗剪强度等控制因素的增加，动剪切模量随之增大，从个别土样来看（D 和 E），动剪切模量也体现出其影响因素的复杂性，受土样超固结比、孔隙比、黏粒含量、钙质含量等因素的共同影响。表 4 表明，$\gamma_{\max}$ 量级约为 $10^{-5}$%；表 5 可以看出，随着循环剪应变的增大，动剪切模量逐渐减低，阻尼比逐渐增大。

**表 4　共振柱试验结果**

**Table 4　Results of resonant column test**

| 土样编号 | $G_{100}$ /MPa | $G_{1\ 000}$ /MPa | $G_{\max}$ /MPa | $\gamma_{\max}$ /$10^{-5}$ % | $\lambda_{\max}$ /% | $\lambda_{\min}$ /% |
|---|---|---|---|---|---|---|
| A1 | 61.2 | 70.7 | 76.8 | 9.92 | 4.38 | 0.86 |
| B1 | 108.8 | 128.5 | 130.6 | 4.93 | 4.02 | 1.23 |
| C1 | 160.4 | 170.3 | 178.2 | 3.59 | 3.96 | 1.29 |
| D1 | 225.8 | 245.1 | 250.0 | 3.18 | 3.34 | 0.76 |
| E1 | 224.5 | 234.8 | 238.7 | 5.65 | 4.67 | 1.02 |

**表 5　应变控制循环单剪试验结果**

**Table 5　Results of strain-controlled cyclic direct simple shear test**

| 土样编号 | $N$ | $\gamma$=0.1% | | $\gamma$=0.5% | | $\gamma$=1.0% | | $\gamma$=2.0% | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | $G$ /MPa | $\lambda$ /% | $G$ /MPa | $\lambda$ /% | $G$ /MPa | $\lambda$ /% | $G$ /MPa | $\lambda$ /% |
| A2 | 1 | 17.8 | / | 8.0 | / | 4.7 | / | 3.1 | / |
| | 15 | 17.6 | 5.216 | 6.0 | 10.657 | 2.9 | 11.683 | 1.5 | 13.625 |
| B2 | 1 | 36.1 | / | 23.4 | / | 15.4 | / | 9.4 | / |
| | 15 | 34.7 | 2.074 | 21.5 | 6.592 | 12.8 | 9.659 | 6.2 | 13.042 |
| C2 | 1 | 41.8 | / | 30.9 | / | 24.4 | / | 14.2 | / |
| | 15 | 41.6 | 1.489 | 29.3 | 3.275 | 17.6 | 8.224 | 7.7 | 12.002 |
| D2 | 1 | 38.5 | / | 30.7 | / | 19.8 | / | 13.1 | / |
| | 15 | 36.3 | 1.686 | 28.3 | 3.618 | 15.6 | 7.749 | 4.9 | 8.803 |
| E2 | 1 | 44.6 | / | 28.4 | / | 20.4 | / | 13.6 | / |
| | 15 | 44.0 | 1.996 | 27.4 | 5.208 | 19.2 | 9.264 | 10.2 | 11.588 |

### 2.3　最大动剪切模量

在实际工程中，地层地震反应分析通常采用等效线性化方法考虑土的非线性性能，在该方法中，最大动剪切模量是关键的计算参数。最大动剪切模量的影响参数诸多，主要有抗剪强度、孔隙比、上覆有效应力等，最大动剪切模量主要通过试验测得，同时，不同学者针对不同区域的相关试验结果回归了最大动剪切模量的经验公式，其中较为有代表性的为 Mayne 等[31]在 1993 年提出的基于静力触探（cone penetration test，CPT）测试数据的最大动剪切模量经验公式：

$$G_{\max}=99.5\times P_{\mathrm{a}}^{0.305}\times q_{\mathrm{t}}^{0.695}/e^{1.13} \qquad (1)$$

式中：$P_{\mathrm{a}}$ 为大气压强（kPa）；$q_{\mathrm{t}}$ 为 CPT 的锥尖阻力（kPa）；$e$ 为孔隙比。基于 CPT 测试获得动剪切模量的方法其主要优点主要体现在：① CPT 测试为原位试验，土样未经扰动，能够反映油田场址土样的原位状态；② CPT 测试为连续测试，能够获得测试深度范围内的全部动剪切模量，并反映动剪切模量的变化趋势。尽管如此，由于 CPT 测试数据的动剪切模量经验公式依赖特定区域有限的测试数据，具有一定的特殊性和区域性，普适性有限。因此，基于 CPT 测试所获得的动剪切模量变化曲线，通常仅作为动剪切模量随深度变化趋势的参考。结合前述南海某油田场址工程勘查项目中配套的 CPT 原位测试数据，采用式（1）计算 $G_{\max}$，并将共振柱试验获得的 $G_{\max}$（见表 4）与其对比，如图 6 所示。

从图中可以看出，共振柱试验结果与 CPT 测试结果得到的 $G_{\max}$ 吻合较好，趋势一致，但共振柱试验测得 $G_{\max}$ 值略微偏大。需要说明的是，由于海洋黏土历经长期的沉积过程和构造变化，在此期间，土体受到如二次固结及黏结等作用，这些作用称为土体的年代效应。土体的年代效应将影响 $G_{\max}$ 的大

小[32]，考虑年代效应后的 $G_{max}$ 较试验结果相比会进一步增大。

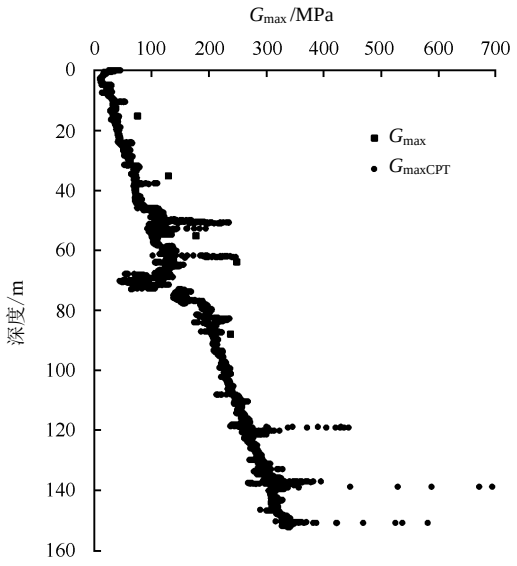



**图 6 共振柱试验与基于 CPT 数据的最大动剪切模量对比**
**Fig.6 Comparison of the maximum dynamic shear moduli based on CPT data and resonant column test**

## 3 动强度试验研究

土的动强度，是指土体在循环荷载作用下，达到破坏标准时所需要的平均应力与循环应力之和。当给定平均应力并选定破坏标准，在相同的破坏振动次数下所需循环应力越小，则动强度越低；所需循环应力越大，动强度越高。在循环荷载作用下，土体的应变随振动次数、循环应力和平均应力的大小变化而变化；在振动次数和振动幅值确定的前提下，选择破坏标准的不同，相应的动强度也不同。动强度的确定与破坏标准的选取有关，目前应用较多的破坏标准主要有以下 4 种:第 1 种为液化标准，即孔压达到围压大小，使得有效应力为 0，土体骤然丧失抗剪能力，产生较大变形，甚至成为黏滞液体状态，并出现喷砂、冒水等现象。第 2 种为极限平衡标准,即土体的应力状态达到抗剪强度包络线。第 3 种为双幅轴向动应变标准，通常取双幅动应变达到 5%时破坏。对于黏性土，由于土颗粒具有黏滞作用，动孔压很难达到围压，双幅轴向动应变一般也低于 5%。因此，针对黏性土还提出了第 4 种标准，即累积应变破坏标准。累积破坏应变包括两方面的含义：一为试样真正达到破坏时的应变，一为工程所能承受的应变。若土体在动荷载作用下，变形不断增长，而强度并无明显破坏现象，为了合理的采用强度指标，针对不同重要程度的结构物，提出了不同的破坏标准，例如累积应变达到 5%、10%、15%等。由此可见，确定动强度的核心即是给定一个合理的破坏标准。

### 3.1 试验方法及试验设备

3.1.1 应力控制循环单剪试验

应力控制循环单剪试验的试验设备与 2.1.3 节所述动单剪仪一致，如图 3 所示。应力控制的循环单剪试验主要用于估计土体在波浪荷载作用下的循环软化特性。试验步骤如下：①土样准备及装样；②轴向荷载作用下，土样 $K_0$ 固结；③轴向加卸载，还原土样超固结比；④施加正弦循环水平荷载，荷载频率为 0.1 Hz（模拟波浪荷载）或 1.0 Hz（模拟地震荷载）；⑤基于测试数据评估土样的动强度。剪切过程中试样体积恒定不变，依据循环过程中的竖向应力变化计算动孔隙压力。每一试样采用不同的归一化平均剪应力（也称平均应力比或偏应力比，即平均剪应力与土样静抗剪强度比值）和归一化循环剪应力（也称循环应力比，即循环剪应力与土样静抗剪强度比值）的组合方式，用于模拟结构物基础下方土体所承受的不同应力条件。根据有无偏应力，加载模式可分为：①偏应力为 0，称对称加载；②偏应力不为 0，称非对称加载；根据平均剪应力和循环剪应力的关系，加载模式又可分为：①平均剪应力大于循环剪应力，称单向加载（one-way loading）；②平均剪应力小于循环剪应力，称双向加载（two-way loading）。

3.1.2 试验土样及试验方案

试验土样选用与 2.1.1 节所述的同一钻孔原状土样，采用 X 光扫描技术确认取样质量，选取分布均匀的一定厚度土粒代表性黏土层，针对该层土体展开应力控制的循环单剪试验，荷载频率为 0.1 Hz。依据选取土样，试验方案制定思路如下：充分利用土样，获取尽可能多的试验数据点。将邻近深度的土样进行分组，从分组中挑选某些土样进行对称加载循环试验，得到循环应力比随循环次数的变化曲线，由此获得不同循环次数对应的循环应力比及其阈值；将该分组中其余土样进行单、双向加载循环试验，获得平均应力比与循环应力比关于循环次数的动强度包络线；通过循环应力比的阈值控制包络线界限值，由此获得合理的动强度包络线，以评估土样的动强度。依据以上思路，设计试验工况如表 6 所示，其中 $\tau_{avg}$ 为平均剪应力，$\tau_{cy}$ 为循环剪应力，

其余参数定义如前述。考虑前述循环动强度的破坏标准类型，基于海洋工程实际背景，制定破坏标准为：循环荷载作用直至试样破坏或循环次数达到 1 500 周次。试样的破坏依据为：有效竖向应力为 0 或循环剪应变或平均剪应变达到 3.75%（砂土）或 15%（黏土）。

### 3.2　土体动强度试验结果

#### 3.2.1 超固结比对动强度的影响

基于表 6 的设计工况，除试样 A1 以外，其余试样的超固结比范围均在 1.0～2.0 之间，通过 A 组试样研究超固结比对土体动强度的影响。试验结果如图 7 所示，图中数据点标记数字为试样达到破坏时的循环次数，数据点旁括号内的数值为该试样的平均应力比、循环应力比和破坏时的循环剪应变数值。A1 土样仅开展了单向加载循环单剪试验，A2 土样以双向加载循环单剪试验为主。对比图 7 中的单向加载区域可以发现，超固结比大的 A1 土样包络线范围较 A2 土样更大，这说明循环剪应力 $\tau_{cy}$ 受平均剪应力 $\tau_{avg}$ 的影响较小。同时，除循环次数 $N$=1 的包络线以外，对于其余循环次数的包络线，A1 土样均在 A2 土样的下方，这说明，*OCR* 大的土体，其动强度更小，即在相同的循环次数，相同的平均剪应力，土样达到破坏所需的循环剪应力更小，该结论与 Andersen 等[6]对 Drammen 黏土的结论一致。

**表 6　应力控制的循环单剪试验土样参数及试验方案**

**Table 6　Sample parameters and experiment scheme for stress-controlled cyclic direct simple shear test**

| 组别 | 土样编号 | $D$ /m | $I_p$ | $s_u$ /kPa | *OCR* | ($\tau_{avg}/s_u$, $\tau_{cy}/s_u$) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| A | A1 | 11.47 | 14.5 | 101 | 3.94 | (0.60, 0.35), (0.68, 0.38), (0.72, 0.47), (0.73, 0.63) |
| | A2 | 14.27 | 26.8 | 41 | 1.00 | (0, 0.50), (0, 0.80), (0, 1.01), (0, 1.21), (0.50, 0.45), (0.50, 1.01) |
| B | B1 | 19.50 | 22.4 | 46 | 1.00 | (0, 0.55), (0, 0.71), (0, 0.81) |
| | B2 | 20.80 | 18.4 | 47 | 2.00 | (0.75, 0.27), (0.75, 0.30), (0.75, 0.34), (0.75, 0.40) |
| | B3 | 22.20 | 24.9 | 49 | 1.00 | (0, 0.54), (0.75, 0.25) |
| | B4 | 27.21 | 23.5 | 128 | 1.00 | (0.44, 0.44), (0.58, 0.44), (0.58, 0.58), (0.67, 0.67) |
| C | C1 | 40.27 | 26.8 | 87 | 1.00 | (0, 0.50), (0, 0.80), (0, 1.00), (0, 1.20), (0.40, 1.00), (0.50, 0.50) |
| | C2 | 41.63 | 20.4 | 84 | 1.00 | (0, 0.50), (0, 0.81), (0, 1.00), (0.38, 0.38), (0.38, 0.81), (0.50, 0.50) |
| | C3 | 43.04 | 16.5 | 204 | 1.70 | (0.49, 0.30), (0.49, 0.49), (0.58, 0.40), (0.67, 0.56) |

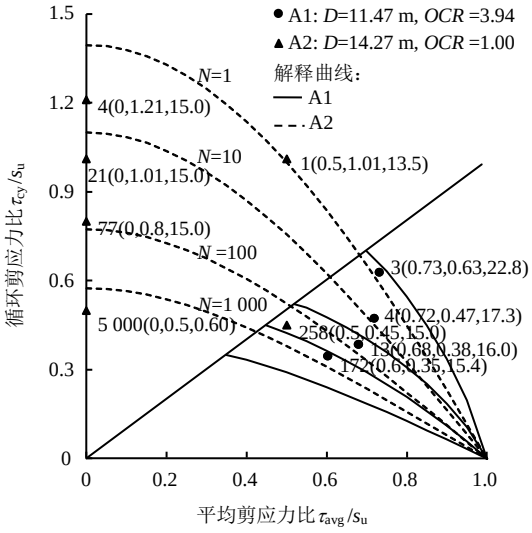
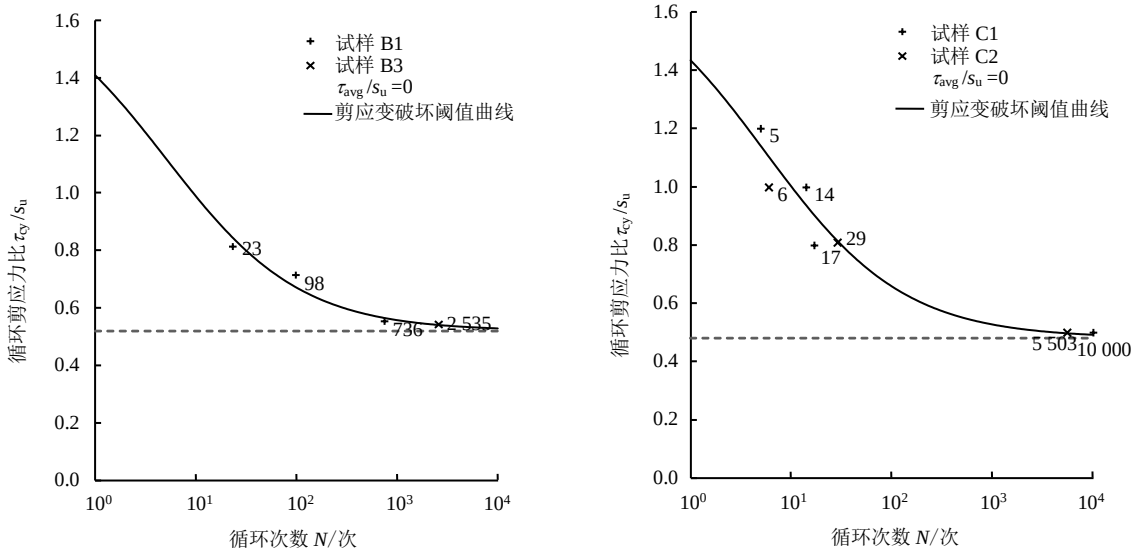



**图 7　A 试样动强度试验结果**

**Fig.7　Test results of cyclic strength of sample A**

#### 3.2.2 对称加载土体动强度阈值

在实际海洋工程中，各类嵌入式海洋结构物基础一般承受一定的预加载作用，如系泊缆的预张力或插桩预压载等。因此，基础周围及基础下方的土体将承受在初始偏应力作用下叠加循环剪应力的共同作用，即非对称加载状态。尽管如此，对称加载在评估土体动强度性能方面仍具有不可替代的作用，其不仅是循环单剪试验容易实现的最基本工况，而且是确定土体动强度阈值和动强度包络线的关键控制工况。依据表 6 所示试验方案，针对试样 B 和 C，对所有 $\tau_{avg}/s_u$=0 的试验工况展开对称加载条件的动强度阈值研究，试验结果如图 8 所示。由试验数据可得，随循环次数的增加，循环应力比不断减小，直至接近阈值。统计试验数据，各循环次数及对应的循环应力比见表 7，B、C 土样的循环应力比阈值分别为 0.52 和 0.48。由阈值可得，只要 B、C 土样的循环应力比低于其阈值，则表明随着循环次数的增加，土体在对称加载条件下将不会达到破坏状态，因此，阈值的大小对于实际海洋工程设计具有一定指导意义。




(a) 试样 B (b) 试样 C

**图 8 对称加载条件下 B、C 试样土体动强度阈值**

**Fig.8 Threshold values of cyclic strength of samples B and C on symmetric loading condition**

3.2.3 单、双向加载土体动强度包络线

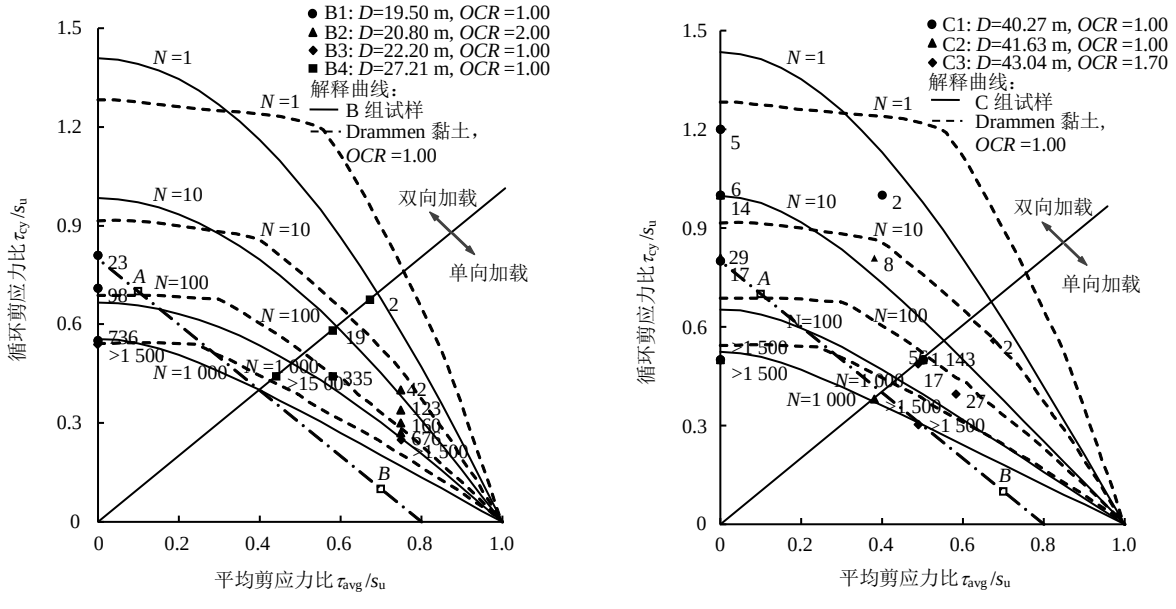
按 3.1.2 节所述思路，在完成 B、C 组土样的对称加载循环单剪试验之后，依据表 6 所示试验工况，基于表 7 中的试验结果，开展单、双向加载循环单剪试验，获得土体动强度包络线，试验结果如图 9 所示，数据统计结果见表 8。

根据表 8 数据容易得到，对于相同深度的土样，若平均剪应力（或循环剪应力）相同，组合越大的循环剪应力（或平均剪应力），试样将在越小的循环次数下达到破坏。图 9 中空心点 $A$ 和 $B$ 连成的点画线表示 $\tau_{avg}/s_u+\tau_{cy}/s_u$ 的等值线，由该等值线可知，点 $A$ 所在区域代表双向加载区域，点 $B$ 所在区域为单向加载区域，当加载条件沿该等值线从双向加载

**表 7 对称加载条件下试样 B、C 的动强度**

**Table 7 Cyclic strength of samples B and C on symmetric loading condition**

| 土样组别 | $\tau_{cy}/s_u$ | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | $N$ =1 | $N$ =10 | $N$ =100 | $N$ =1 000 | 阈值 |
| B | 1.41 | 0.98 | 0.67 | 0.56 | 0.52 |
| C | 1.43 | 1.00 | 0.65 | 0.52 | 0.48 |




(a) 试样 B (b) 试样 C

**图 9 B、C 试样土体动强度包络线**

**Fig.9 Envelope curves of cyclic strength of samples B and C**

**表 8　B、C 试样单、双向加载下动强度试验结果**

**Table 8　Cyclic strength of samples B and C under one-way and two-way loading conditions**

| 土样编号 | | $D$/m | $\tau_{avg}/s_u$, $\tau_{cy}/s_u$, $N$, $\gamma$/% | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | 第 1 组试验 | 第 2 组试验 | 第 3 组试验 | 第 4 组试验 | 第 5 组试验 | 第 6 组试验 |
| B | B1 | 19.50 | (0.00, 0.55, 736, 14.90) | (0.00, 0.71, 98, 15.20) | (0.00, 0.81, 23, 15.50) | | | |
| | B2 | 20.80 | (0.75, 0.27, 676, 14.90) | (0.75, 0.30, 160, 15.00) | (0.75, 0.34, 123, 15.10) | (0.75, 0.40, 42, 14.80) | | |
| | B3 | 22.20 | (0.00, 0.54, >1 500, -) | (0.75, 0.25, >1 500, −) | | | | |
| | B4 | 27.21 | (0.44, 0.44, >1 500, −) | (0.58, 0.44, 335, 15.70) | (0.58, 0.58, 19, 17.30) | (0.67, 0.67, 2, 20.50) | | |
| C | C1 | 40.27 | (0.00, 0.50, >1 500, −) | (0.00, 0.80, 17, 15.00) | (0.00, 1.00, 14, 15.00) | (0.00, 1.20, 5, 15.00) | (0.40, 1.00, 2, 23.50) | (0.50, 0.50, 1 143, 15.40) |
| | C2 | 41.63 | (0.00, 0.50, >1 500, −) | (0.00, 0.81, 29, 15.10) | (0.00, 1.00, 6, 15.00) | (0.38, 0.38, >1 500, −) | (0.38, 0.81, 8, 24.10) | (0.50, 0.50, 56, 15.50) |
| | C3 | 43.04 | (0.49, 0.30, >1 500, −) | (0.49, 0.49, 17, 16.80) | (0.58, 0.40, 27, 15.90) | (0.67, 0.56, 2, 57.10) | | |

区域向单向加载区域移动（由 A 向 B 移动），土样破坏所需的循环破坏次数逐渐变大，由此可得，对于文中涉及的试验土样，双向加载对土体动强度的影响要大于单向加载，即双向加载使得土样达到破坏的循环次数更少。

将土样试验结果与 Drammen 黏土（如图 9 中虚线所示，*OCR*=1）进行对比，可以发现，对于试样 B、C，当平均应力比大于约 0.3 时，试验土样表现出比 Drammen 黏土更大的脆性，即相同平均应力水平和循环破坏次数，土体破坏需要较小的循环应力；当平均应力比小于约 0.3 时，对于较大的循环应力比（大于 0.9），试验土样表现出比 Drammen 黏土更大的韧性，对于较小的循环应力比（小于 0.9），试验土样表现出比 Drammen 黏土更大的脆性。

除此以外，将试验土样与世界范围内其余区域的黏土进行对比[33]，选择循环次数 $N$=10 的工况，见图 10。从图中可以看出，在较小平均应力比（小于 0.2～0.3）作用下，对于塑性指数接近的土体，南海北部区域土体的循环强度要大；而在较大平均应力比（大于 0.5）作用下，南海北部区域土体的循环强度要小。

## 4　结　论

（1）动剪切模量随循环剪应变增加而减小，材料阻尼比反之。在低循环剪应变下，不同深度土样的归一化动剪切模量和材料阻尼比基本相等，具有较好的一致性。当剪应变幅值大于 $10^{-3}$%时，剪切模量逐渐下降；大于 $6\times10^{-3}$%时，材料阻尼迅速增加。最大动剪切模量所对应的平均剪应变量级约为 $10^{-5}$%。

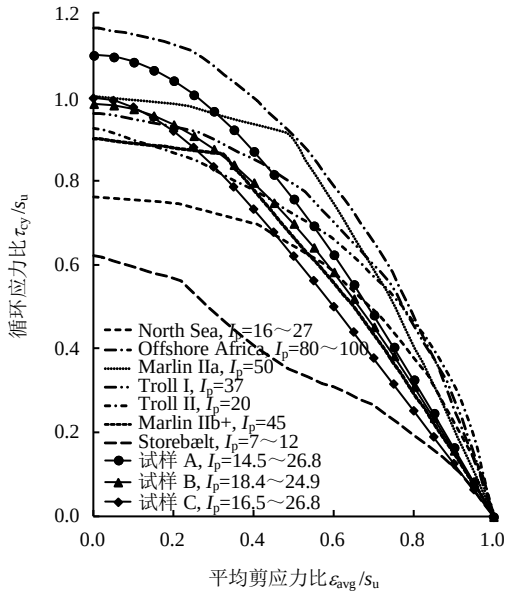



**图 10　试验土样与世界范围内其余区域黏土的动强度对比**

**Fig.10　Comparison of cyclic strength between experimental samples and other clays from different locations in the world**

（2）共振柱试验与原位 CPT 测试得到的最大剪切模量 $G_{max}$ 吻合较好，趋势一致，但共振柱试验测得 $G_{max}$ 的值略微偏大。此外，土体的年代效应将导致 $G_{max}$ 进一步增大。基于 CPT 测试数据的动剪切模量公式具有一定的区域性和经验性，其主要作为 $G_{max}$ 随深度变化趋势的主要参照。

（3）超固结比大的土样动强度包络线范围较超固结比小的土样更大，循环剪应力受平均剪应力的

影响较小。除循环次数 $N$=1 的动强度包络线以外，对于其余循环次数，超固结比大的土体，动强度更小，该结论与 Drammen 黏土的试验结论一致。

（4）通过对称加载循环单剪试验，获得了土体动强度的阈值。随循环次数增加，循环应力比不断减小直至接近阈值。只要土样的循环应力比低于其阈值，则随着循环次数的增加，土体将不会达到破坏状态。

（5）对于相同深度的土样，若平均剪应力（或循环剪应力）相同，则越大的循环剪应力（或平均剪应力）将在越小的循环次数下达到破坏，且双向加载对土体动强度的影响要大于单向加载。当平均应力比大于约 0.3 时，南海北部区域黏土表现出比 Drammen 黏土更大的脆性；小于约 0.3 时，对于较大的循环应力比（大于 0.9）南海北部区域黏土表现出比 Drammen 黏土更大的韧性。对于较小的循环应力比（小于 0.9），表现出比 Drammen 黏土更大的脆性。将南海区域土样与其余区域的黏土进行对比，在较小平均应力比（小于 0.2～0.3）作用下，南海北部区域土体的循环强度要大；而在较大平均应力比（大于 0.5）作用下，南海北部区域土体的循环强度要小。

以上结论仅基于有限的试验数据获得，随着我国南海深水油气田逐步开发，工程勘察数量日益增多，土体循环动力特性研究势必不断深入，随着数据量的增加，区域性结论也逐步可靠。本文研究工作一方面将为工程结构设计提供可靠参数，另一方面也将对岩土工程动力学试验研究及数据分析提供技术参考。

## 参 考 文 献


[1] SEED H B, CHAN C K. Effect of duration of stress application on soil deformation under repeated loading[C]//Proceedings of 5th International Congress on Soil Mechanics and Foundations. Pairs: Dunod, 1961.

[2] LEE K L. Cyclic strength of a sensitive clay of eastern Canada[J]. **Canadian Geotechnical Journal**, 1979, 16(1): 163－176.

[3] ANDERSEN K H, POOL J H, BROWN S F, et al. Cyclic and static laboratory tests on Drammen clay[J]. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, 1980, 106(5): 499－529.

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

[5] HYDE A F L, WARD S J. Effect of cyclic loading on the undrained shear strength of a silty clay[J]. **Marine Geotechnology**, 1986, 6(3): 299－314.

[6] ANDERSEN K H, LAURITZSEN R. Bearing capacity for foundations with cyclic loads[J]. **Journal of Geotechnical Engineering**, 1988, 114(5): 540－555.

[7] YASUHARA K, HIRAO K, HYDE A F L. Effects of cyclic loading on undrained strength and compressibility of clay[J]. **Soils and Foundations**, 1992, 32(1): 100－48.

[8] HYODO M, YASUHARA K, HIRAO K. Prediction of clay behavior in undrained and partially drained cyclic triaxial tests[J]. **Soils and Foundations**, 1992, 32(4): 117－127.

[9] HYODO M, YAMAMOTO Y, SUGIYAMA M. Undrained cyclic shear behaviour of normally consolidated clay subjected to initial static shear stress[J]. **Soils and Foundations**, 1994, 34(4): 1－11.

[10] 闫澍旺, 邱长林, 孙宝仓, 等. 波浪作用下海底软粘土力学性状的离心模型试验研究[J]. 水利学报, 1998, (9): 66－70.
YAN Shu-wang, QIU Chang-lin, SUN Bao-cang, et al. Centrifugal test study on the behavior of soft clay at sea bottom under the action of wave force[J]. **Journal of Hydraulic Engineering**, 1998, (9): 66－70.

[11] 蔡袁强, 王军, 海钧. 双向激振循环荷载作用下饱和软黏土强度和变形特性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(3): 495－504.
CAI Yuan-qiang, WANG Jun, HAI Jun. Study on strength and deformation behaviors of soft clay under bidirectional exciting cyclic loading[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2008, 27(3): 495－504.

[12] 阎澎旺. 往复荷载作用下重塑软黏土的变形特性[J]. 岩土工程学报, 1991, 13(1): 48－53.
YAN Shu-wang. Deformation characteristics of remolding soft clay under cyclic loading[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 1991, 13(1): 48－53.

[13] HYODO M, YASUHARA K, MURATA H. Deformation analysis of the soft clay foundation of low embankment road under traffic loading[C]//Proceedings of 31st Symposium of Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering. Tokyo: Japanese Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1996.

[14] LI D, SELIG E T. Cumulative plastic deformation for

fine-grained subgrade soils[J]. **Journal of Geotechnical Engineering**, 1996, 122(12): 1006－1013.

[15] 周健, 屠洪权. 动力荷载作用下软粘土的残余变形计算模式[J]. 岩土力学, 1996, (1): 54－60.
ZHOU Jian, TU Hong-quan. A model of predicting the cyclic behaviour of soft clay[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 1996, (1): 54－60.

[16] 黄茂松, 李进军, 李兴照. 饱和软粘土的不排水循环累积变形特性[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(7): 891－895.
HUANG Mao-song, LI Jin-jun, LI Xing-zhao. Cumulative deformation behaviour of soft clay in cyclic undrained tests[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2006, 28(7): 891－895.

[17] 浦少云, 饶军应, 杨凯强, 等. 循环荷载下土体变形特性研究[J]. 岩土力学, 2017, 11(38): 3261－3270.
PU Shao-yun, RAO Jun-ying, YANG Kai-qiang, et al. Deformation characteristics of soil under cyclic loading[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2017, 11(38): 3261－3270.

[18] 臧濛, 孔令伟, 曹勇. 描述循环荷载作用下黏土累积变形的改进模型[J]. 岩土力学, 2017, 2(38): 435－442.
ZANG Meng, KONG Ling-wei, CAO Yong. An improved model for cumulative deformations of clay subjected to cyclic loading[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2017, 2(38): 435－442.

[19] SEED H B, IDRISS I M. Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses[M]. Berkeley: University of California, 1970.

[20] LADD C C, FOOTT R, ISHIHARA K, et al. Stress-deformation and strength characteristics[C]// Proceedings of 9th International Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering. Tokyo: Japanese Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1977.

[21] MARTIN G R, SEED H B, FINN W. Effects of system compliance on liquefaction tests[J]. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, 1978, 104(4): 463－479.

[22] NEMAT-NASSER S, SHOKOOH A. A unified approach to densification and liquefaction of cohesionless sand in cyclic shearing[J]. **Canadian Geotechnical Journal**, 1979, 16(4): 659－678.

[23] MATISUI T. Cyclic stress-strain history and shear characteristics of clay[J]. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.** 1980, 106(10): 1101－1120.

[24] MALEK A M. Cyclic behavior of clay in undrained simple shearing and application offshore structures[J]. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 1989, 115(5): 615－636.

[25] MATASOVIC N, VUCETIC M. Generalized cyclic degradation pore pressure generation model for clays[J]. **Journal of Geotechnical Engineering**, 1995, 121(1): 33－42.

[26] 王桂萱, 桑野二郎, 竹村次朗. 循环荷载下砂质混合土孔隙水压力特性研究[J]. 岩土工程学报, 2004, 26(4): 541－545.
WANG Gui-xuan, KUWANO Jiro, TAKEMURA Jiro. Study on excess pore water pressures of sands mixed with clays under cyclic loading[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2004, 26(4): 541－545.

[27] 林宗元. 岩土工程试验监测手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2005.
LIN Zong-yuan. Monitoring manual for geotechnical engineering test[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2005.

[28] SEED H B, WONG T R, IDRISS I M, et al. Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils[J]. **Journal of Geotechnical Engineering**, 1986, 112(11): 1016－1032.

[29] DOBRY R, VUCETIC M. Dynamic properties and seismic response of soft clay deposits[C]//Proceedings of International Symposium on Geotechnical Engineering of Soft Soils. Mexico City: Sociedad Mexicana de Mecanica de Suelos, 1987.

[30] KAGAWA T. Moduli and damping factors of soft marine clays[J]. **Journal of Geotechnical Engineering**, 1992, 118(9): 1360－1375.

[31] MAYNE P W, RIX G J. $G_{max}$-$q_c$ relationships for clays[J]. **Geotechnical Testing Journal**, 1993, 16(1): 54－60.

[32] ANDERSON D G, STOKOE K H. Shear modulus: a time dependent soil property[J]. **Dynamic Geotechnical Testing**, 1978, 654: 60－90.

[33] ANDERSEN K H. Cyclic soil parameters for offshore foundation design[C]//Proceedings of Frontiers in Offshore Geotechnics III. London: Taylor & Francis Group, 2015.