

广东阳江海洋砂性土小应变硬化土模型参数的试验研究

袁聚云^{1,2}, 陈玺元^{1,2}, 顾晓强^{1,2}, 林毅峰³, 校建东³, 吴彩虹³

(1. 同济大学土木工程学院, 上海 200092; 2. 同济大学岩土与地下工程教育部重点实验室, 上海 200092; 3. 上海勘测设计研究院有限公司, 上海 200434)

摘要: 海上风机结构在风、浪、流等复杂循环荷载作用下需严格控制其振动频率和基础变形, 设计时需考虑土体的小应变模量特性。使用固结仪、GDS 应力路径三轴仪和弯曲元设备波速测试, 获得了广东阳江典型海洋砂性土的小应变硬化土模型(HSS)的主要参数, 包括砂土的有效应力强度指标和刚度参数等。结果表明: 海洋砂土刚度参数 G_0^{ref} 、 E_{50}^{ref} 、 $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ 和 $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ 之间存在倍数关系, 可通过经验公式相互转换; 天然海洋砂性土的小应变剪切模量 G_0 明显低于已有研究中的洁净砂土, 最终给出了广东阳江地区海洋砂性土 HSS 模型参数的取值建议。

关键词: 小应变硬化土模型; 海洋砂土; 三轴试验; 固结试验; 小应变模量; 弯曲元

中图分类号: TU41

文献标志码: A

Experimental Study on Parameters of Hardening Soil Model with Small Strain Stiffness for Marine Sand in Yangjiang, Guangdong

YUAN Juyun^{1,2}, CHEN Xiyan^{1,2}, GU Xiaoqiang^{1,2}, LIN Yifeng³, XIAO Jiandong³, WU Caihong³

(1. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of the Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China; 3. Shanghai Investigation, Design and Research Institute Co., Ltd., Shanghai 200434, China)

Abstract: The resonant frequency and the tilt of the offshore wind turbine foundation should be strictly controlled at natural cyclic load such as wind, wave and current, resulting in the fact that the characteristics of small strain modulus of soil should be considered in the

design. The hardening soil model with small strain stiffness (HSS) parameters of typical marine sand in Yangjiang, Guangdong, including the effective stress strength parameters and stiffness parameters, were obtained by using conventional oedometer, GDS triaxial and bender elements. The relationships among stiffness parameters of marine sand were also analyzed. It is found that the measured small strain shear modulus G_0 is much smaller than the predictions made by empirical equations based on clean sands. The method to predict the HSS model parameters of marine sands in this area are furthermore suggested.

Key words: hardening soil model with small strain stiffness (HSS); marine sand; triaxial test; oedometer test; small strain modulus; bender element

阳江市位于我国广东省西部沿海, 紧邻珠江三角洲, 具备丰富的海洋资源。基于国家可持续性发展战略, 该地区正大力建设海上风力发电场等海洋工程项目。已有研究表明, 海上风机单桩基础在复杂循环荷载作用下会产生永久侧向变形而导致倾斜; 当桩身转角超过 0.5° 时, 会造成风力发电机无法正常运行^[1]。因此, 海上风机需严格控制基础的变形。在严格的变形控制下, 风机基础周围土体大部分处于小应变范围, 必须考虑土体的小应变模量特性。同时, 风机基础-结构体系的自振频率必须避开风机转动的 $1P$ 和 $3P$ 频率带 (P 为风机转动频率), 而土体的小应变模量对风机基础-结构体系的自振频率大小有至关重要的影响。

收稿日期: 2021-06-12

基金项目: 国家自然科学基金项目(51822809)

第一作者: 袁聚云(1960—), 男, 教授, 博士生导师, 工学博士, 主要研究方向为岩土工程。

E-mail: yuanjuyun@tongji.edu.cn

通信作者: 顾晓强(1981—), 男, 教授, 博士生导师, 工学博士, 主要研究方向为土动力学及宏观土力学。

E-mail: guxiaoqiang@tongji.edu.cn



论文
拓展
介绍

Benz^[2]在硬化土(hardening soil, HS)模型的基础上,结合修正后的Hardin-Drnevich模型,建立了考虑土体小应变模量特性的小应变硬化土本构模型(hardening soil model with small strain stiffness, HSS)模型。该模型已被嵌入到Plaxis等商业有限元程序中,被广泛应用于深基坑工程、隧道工程和海上风机结构等岩土工程的高精度变形分析。诸多学者的研究表明^[3-5],相较于其他本构模型,HSS模型能更好反映土体的真实小应变特性,利用HSS模型计算的变形值与实测值较为接近,尤其适用于对变形有严格控制要求的工程问题。

岩土工程变形预测的准确性除了与本构模型本身有关,还与模型参数的取值有关。然而,HSS模型参数众多,参数获取需进行大量复杂的室内试验,但国内大部分实验室还未配备与其完全相匹配的试验设备,参数获取较为困难。因此,众多学者在进行数值模拟分析时,HSS模型参数常通过反分析和经验取值的方式。例如,张雪婵^[6]、木林隆等^[7]等结合变形实测结果通过数值反分析的方法来确定模型参数,陈磊^[4]、褚峰等^[8]等则直接通过经验公式的形式来估算土体的小应变刚度。如果缺乏试验数据的支撑,数值模拟的结果在真实性和可信度上会大打折扣。为减少室内试验工作,方便模型参数取值,大量学者尝试建立适用于某地区的模型参数经验取值关系。例如,王卫东等^[9]、顾晓强等^[10]、梁发云等^[11]等通过室内试验数据给出了HSS模型模量参数间的近似比例关系。基于Brinkgreve等^[12]的研究,Plaxis软件也给出了模量参数间比例的推荐值。罗敏敏等^[13]统计了已有试验研究中HSS模型参数取值的研究成果,发现模量参数间的简易取值还未有统一的经验方法,且已有研究数据多为黏性土,对于砂性土的试验研究成果较少,需进一步加强研究和积累。然而在全国范围内,仅有上海地区对其典型土层进行了系统且全面的室内试验工作^[9,11,14],其他地区的试验成果不多。考虑到我国不同地区间地质条件的巨大差异性,其他地区HSS模型模量参数的取值仍需进一步研究。

由于特殊的海水沉积环境,海洋土往往会存在一定的胶结作用,进而影响到土体的骨架结构。因此,与陆域土相比其力学性质可能存在较大差异。同时,由于海上钻孔取样较为困难,关于海洋土HSS模型参数的试验研究更为稀少。然而,近年来随着我国“海洋强国战略”、“双碳战略”的提出,海上风电场、海底管线等建设高潮涌现,亟需开展不同海域海

洋土HSS模型参数的试验研究工作。本文结合广东阳江大型海上风电场的建设,对该地区典型海洋砂性土层开展了弯曲元、应力路径三轴、固结试验等精细化室内试验,获得了典型土层的HSS模型参数,并分析了模型参数间的相关关系,研究成果为阳江地区及相邻海域海洋砂性土HSS模型参数取值提供了有益参考。

1 HSS本构模型及其参数

HSS模型考虑了土体弹性阶段的非线性特性,而传统弹塑性本构模型弹性阶段采用线弹性而无法反映小应变阶段的模量衰减特性。HSS模型中共有13个参数,包括有效抗剪强度指标: c' 、 ϕ' ;土体模量参数:参考切线压缩模量 $E_{\text{ocd}}^{\text{ref}}$ 、参考割线模量 E_{50}^{ref} 、参考加卸载模量 $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$;土体高级参数:静止侧压力系数 K_0 、剪胀角 ψ 、应力水平相关幂指数 m 、加卸载泊松比 ν_{ur} 、破坏比 R_f ;小应变参数:参考小应变剪切模量 G_0^{ref} 、剪切模量衰减到 G_0 的0.7倍时对应的剪应变 $\gamma_{0.7}$;以及参考应力 p^{ref} 。

模型参数的具体定义和试验确定方法可参见顾晓强等的研究^[14],由于试样数量和工作量关系,HSS模型参数中 K_0 、 Ψ 、 ν_{ur} 可按经验取值,相应的经验公式已基本得到一致认可^[3-4,6-14]。对于砂性土, K_0 可按著名的Jaky公式^[15]取值(见式(1)), Ψ 可采用Bolton^[16]总结的经验公式(见式(2)), ν_{ur} 则根据Brinkgreve等^[12]的研究可采用Plaxis软件中默认值0.2。根据顾晓强等^[14]的研究结果,砂性土在参考压力100 kPa下, $\gamma_{0.7}$ 介于 $2.8 \times 10^{-4} \sim 5.5 \times 10^{-4}$ 之间,一般可取平均值 3.9×10^{-4} 。砂性土 m 值根据Janbu^[17]、Benz^[2]和Brinkgreve等^[12]的研究结果,在数值计算中可取为0.5^[7-9]。其余参数通过本次试验直接测定。

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (1)$$

$$\Psi = \begin{cases} \phi' - 30^\circ, & \phi' \geq 30^\circ \\ 0, & \phi' < 30^\circ \end{cases} \quad (2)$$

2 试验内容

2.1 试验土样

本次试验的土样取自广东阳江西沙扒三期、五期海上风电场项目,砂土的取样深度和物理参数见表1,级配曲线如图1所示。由图1可知,本次天然海洋砂土的颗粒级配曲线表现为光滑的“S”形,其级配良好。

表 1 砂土基本物理指标

Tab. 1 Physical parameters of sands

土样编号	取样深度 /m	命名	不均匀系数 C_u	细粒含量 $F_c / \%$	孔隙比 e_0
W44-1-13	8.10~8.30 ^{ys}	中砂	74.7	21.0	0.46
	8.30~8.50 ^{cj}				0.60
W44-1-18	12.25~12.45 ^{cs}	中砂	52.8	21.0	0.44
	12.25~12.45 ^{cj}				0.48
W44-1-22	15.15~15.35 ^{cj}	粗砂	42.7	13.0	0.46
W44-1-26	18.05~18.25 ^{ys}	中砂	64.5	18.7	0.47
	18.25~18.45 ^{cj}				0.45
W3-2-5	8.90~9.10 ^{ys}	粉砂	17.8	32.2	0.74
	9.10~9.30 ^{cj}				0.74
W3-2-6	10.90~11.10 ^{cj}	粗砂	38.3	15.6	0.42
	14.90~15.10 ^{ys}				0.69
W3-2-8	15.10~15.30 ^{cj}	中砂	16.9	13.6	0.62
	15.10~15.30 ^{ys}				0.62
W3-2-12	23.00~23.20 ^{cj}	粗砂	26.6	13.4	0.52
W34-2-10	16.90~17.10 ^{cj}	中砂	19.5	18.8	0.46

注:ys表示原状样常规三轴试验;cs表示重塑试样常规三轴试验;cj表示原状样加卸载试验;cj表示重塑试样加卸载试验。

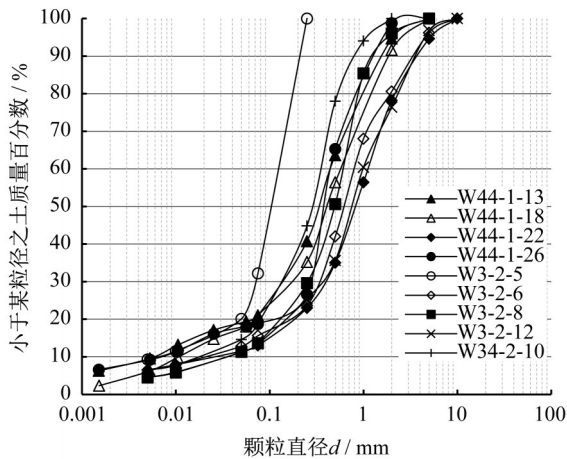


图 1 颗粒级配曲线

Fig. 1 Particle size distribution curves of tested samples

2.2 试验仪器及试验步骤

本次试验采用的仪器为一维固结仪及英国 GDS 应力路径三轴仪。其中一维固结的试样尺寸为:直径 61.8 mm,高度 20 mm;三轴固结排水剪切试验的土样尺寸为:直径 39.1 mm,高度 80 mm;三轴固结排水加卸载剪切试验的试样尺寸为:直径 50 mm,高度 100 mm。进行加卸载试验时,其底座加装有弯曲元设备,可进行剪切波速测试。

2.2.1 标准固结试验

因砂土结构松散,难以制备原状试样,在本次试验中仅制备 4 个原状试样。固结试验中,土样分别在 12.5、25、50、100、200、400、800 kPa 下固结,每级加载间隔标准为每隔 24 h 或每小时变形改变值小于 0.01 mm。

2.2.2 三轴固结排水剪切试验

同一层土样分别在 100、200 和 300 kPa 的有效围压下进行固结排水剪切试验。试验中共选取 5 层典型砂层:W44-1-13、W44-1-18、W44-1-26、W3-2-5 和 W3-2-8,其中 W44-1-18 未能制备原状试样、为重塑样。

试验时首先将制备的砂样装入饱和器真空饱和 1 h,静置 10 h 之后在三轴仪上进行反压饱和。若孔隙水压力系数 $B > 0.95$,则认为试样达到饱和。饱和后,将试样在目标有效围压下进行排水固结。待固结完成后,以每分钟 0.01 % 轴向应变的剪切速率进行排水剪切。

对于重塑试样,将砂土按天然密度分 4 层采用击实法制样,每层高度 20 mm,层与层之间刮毛处理,后续步骤与原状样一致。

2.2.3 三轴固结排水加卸载剪切试验

在有效围压为 100 kPa 的条件下,对每层砂土进行三轴固结排水加卸载剪切试验。加卸载试验步骤与固结排水剪切试验基本一致;唯一区别在于加卸载试验在剪切过程中,当偏应力达到破坏应力的 40 % 时,将偏应力卸载为 0、再重新加载直至试样破坏。其中,试样 W34-2-10 未能试验成功。

2.2.4 弯曲元剪切波速测试

本次试验中,仅对 100 kPa 有效应力固结完成后的加卸载试样进行波速测试。弯曲元激发端依次输入不同频率的正弦波信号,接收端检测波到达的信号,通过波传播的距离和时间计算出土体的剪切波速。其中,试样 W44-1-22 量测失败。

3 试验结果

3.1 标准固结试验结果

图 2 给出了本次固结试验的竖向应力-竖向应变曲线。由图可见,砂土的应力应变曲线由缓逐渐变陡,即随着竖向应力的不断增加,砂土由于变密而使变形量逐渐减小。

为获取 $E_{\text{od}}^{\text{ref}}$, 首先将应力应变曲线按图 2 所示公式进行拟合,然后在竖向荷载为 100 kPa 的位置处对轴向应变求导,该点的切线斜率即参考应力下的切线模量 $E_{\text{od}}^{\text{ref}}$ 。

3.2 三轴试验结果

图 3 给出了本次试验部分三轴试验结果。由图可知,曲线刚开始时较陡;随应变的发展,偏应力逐步达到峰值,随后下降直至破坏,呈现出应变软化的现象。通过三种围压下的破坏应力 q_f 绘制应力莫尔圆得到有效应力强度指标 c' 、 ϕ' 。加卸载曲线中滞回圈顶点连线的斜率即为加卸载模量 $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ 。

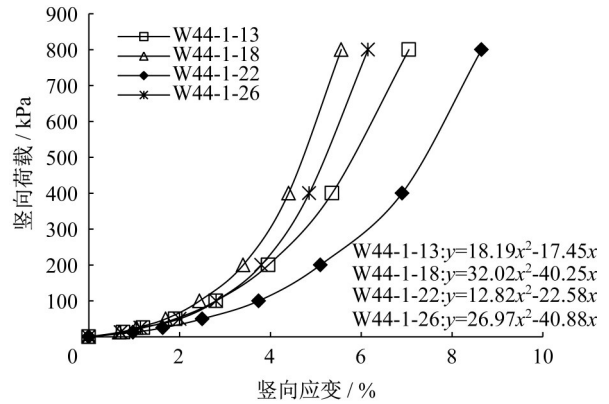


图 2 固结试验中应力-应变曲线

Fig. 2 Stress-strain curves in oedometer tests

在本次试验中,有 5 层砂土,既有三轴固结排水剪切试验也有三轴固结排水加卸载剪切试验,两种试验均能得到 E_{50}^{ref} ,但 $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ 只能通过加卸载试验获得,因此 E_{50}^{ref} 、 $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ 都选取加卸载试验中的参数,以保证参数选取的一致性。

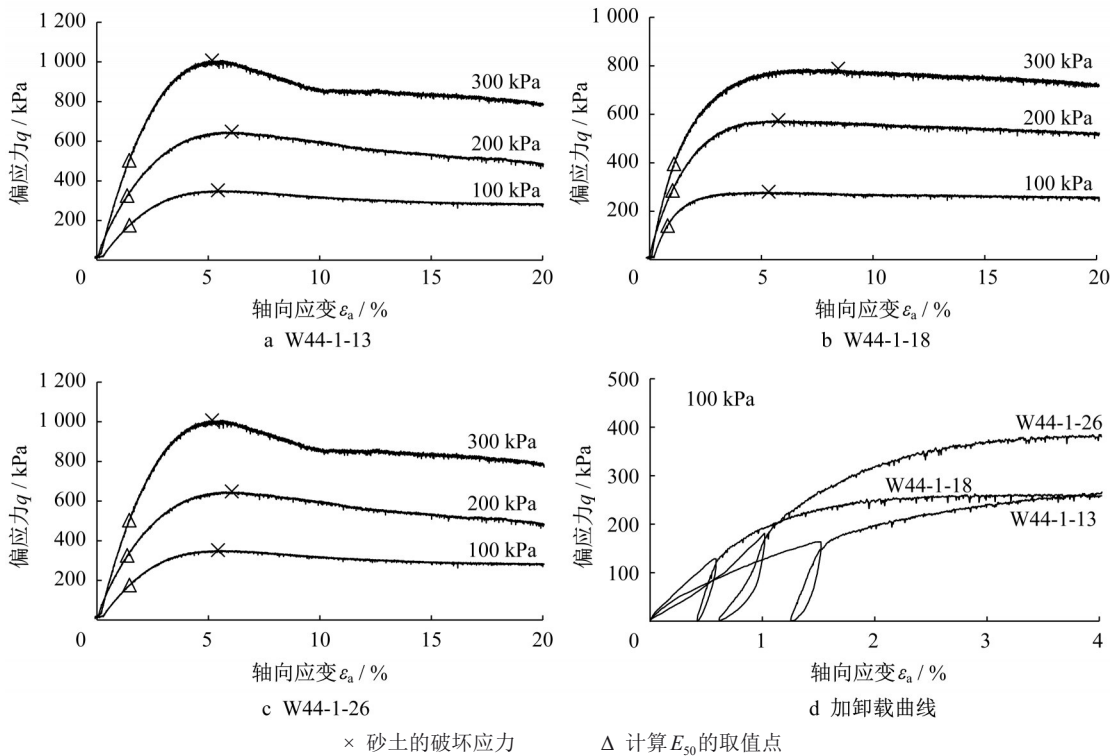


图 3 三轴试验应力-应变曲线

Fig. 3 Stress-strain curves in triaxial tests

3.3 弯曲元剪切波速测试结果

本次试验对固结完成后的加卸载试样进行弯曲元波速测试,输入频率分别为 2、5、10、20 和 50 kHz 的正弦波信号,采用初达波法计算砂土的剪切波速。试验时统一选取 10 kHz 的输入频率来获取波到达的

时间(图 4)。需要说明的是,计算时应考虑弯曲元系统延迟 ($5.5 \mu\text{s}$),波的传播距离应减去弯曲元凸起高度(每个弯曲元 2.0 mm)以及试样因固结而减少的高度。

已有研究表明^[18],干砂的弯曲元和共振柱试验

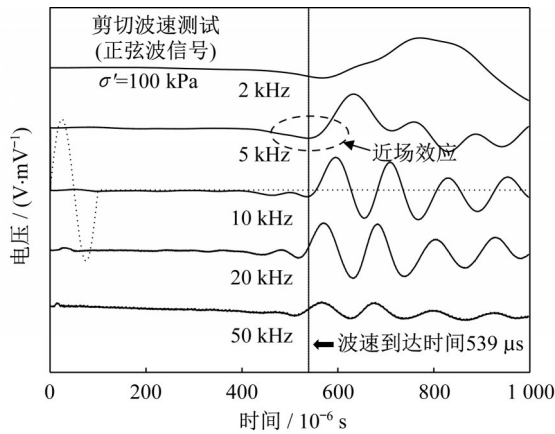


图4 试样W44-1-18中的弯曲元接收信号

Fig. 4 Receiving signals in the bender element test on specimen W44-1-18

可得出较为一致的最大剪切模量 G_0 , 饱和砂的弯曲元测试结果稍大于共振柱试验。这是由于剪切波在饱和砂中会出现弥散性, 弯曲元测试的 G_0 需考虑弥散特性进行修正, 修正后的结果见表2。

3.4 试验结果对比分析

如图5所示, 相同有效围压100 kPa和孔隙比条件下, 本次弯曲元试验测得的 G_0^{ref} 明显低于文献[19-21]的测试结果, 这可能是由于这些文献中的砂土多为纯净砂, 而本次试验的材料为天然海洋砂土、具有较高的不均匀系数和较多的细颗粒含量, 从而导致其值偏低; 本文的试验结果与Iwasaki等^[22]的研究结论较为一致, 即天然砂土的 G_0 值明显低于纯净砂。

表2 室内试验结果汇总表

Tab. 2 Summary of test results

土样编号	c'	ϕ'	$E_{50}^{ref} / \text{MPa}$	$E_{ur}^{ref} / \text{MPa}$	G_0^{ref} / MPa	$E_{ocd}^{ref} / \text{MPa}$	R_f
W44-1-13	0.1	38.5	12.1	53.8	54.0	8.4	0.73
W44-1-18	6.7	34.3	20.3	71.6	62.9	11.6	0.68
W44-1-26	8.7	39.3	17.7	42.3	83.2	11.0	0.62
W3-2-5	0	35.4	7.7	45.2	47.4	—	0.81
W3-2-8	8.2	36.7	10.4	62.8	70.5	—	0.68
W44-1-22	—	—	21.2	61.8	—	7.3	0.72
W3-2-6	—	—	32.0	81.4	59.5	—	0.67
W3-2-12	—	—	11.9	49.4	87.4	—	0.65
W34-2-10	—	—	—	—	68.5	—	—

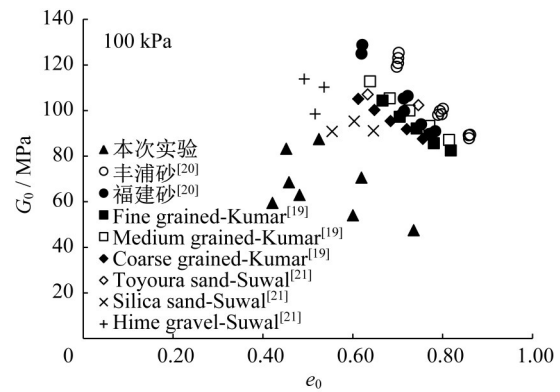


图5 G_0^{ref} 随 e_0 变化

Fig. 5 Variation of G_0^{ref} with e_0

影响砂土 G_0 的因素主要为有效围压、孔隙比和颗粒级配。一些学者对这些因素进行了较为全面的研究, 获取了 G_0 的众多经验计算公式^[23-26], 现将收集到的经验公式总结于表3。

表3 G_0 经验计算公式汇总表

Tab. 3 Summary of empirical formula in predicting G_0

作者	经验公式
Hardin and Richart ^[23]	圆粒: $G_0 = 700 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \rho^{0.5}$
	角粒: $G_0 = 326 \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} \rho^{0.5}$
Menq ^[24]	$G_0 = 67.1 C_u^{-0.2} \frac{1}{e^{1 + \left(\frac{d_u}{20}\right)^{0.75}}} \left(\frac{\sigma'_0}{p_a}\right)^{0.48 C_u^{0.09}}$
Wichtmann等 ^[25]	$G_0 = (1563 + 3.13 C_u^{2.98}) \frac{[1.94 \exp(-0.066 C_u) - e]^2}{1 + e} p_a \left(\frac{p}{p_a}\right)^{0.4 C_u^{0.18}}$
Senetakis等 ^[26]	天然石英砂: $G_0 = (-5.88 C_u + 57.01) \frac{1}{e^{0.28 C_u + 0.98}} \left(\frac{\sigma'_m}{p_a}\right)^{0.47}$
	采石场石英砂: $G_0 = (-9.45 C_u + 78.15) \frac{1}{e^{0.28 C_u + 0.98}} \left(\frac{\sigma'_m}{p_a}\right)^{0.63}$

注: Hardin公式单位为 $\text{kg}\cdot\text{cm}^{-2}$; Wichtmann公式单位为 kPa; Menq, Senetakis公式单位为 MPa。

将本次试验与文献中的试验结果用表 3 中经验公式进行计算对比,结果表明 Hardin 公式^[23]会明显高估天然海洋砂土的 G_0 值(图 6),图中, G_0^E 表示试验值, G_0^P 表示预测值。Wichtmann 等^[25]和 Senetakis 等^[26]的公式计算结果会出现明显偏差,而 Menq^[24]的公式计算结果误差在 30% 以内,可以推荐其用于本文研究地区海洋天然砂土 G_0 的初步预测(图 7)。

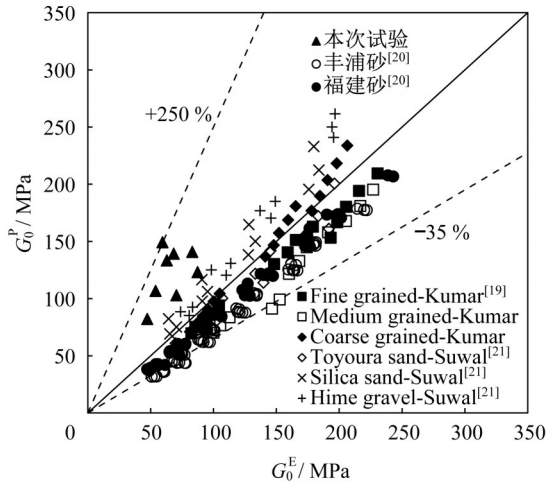


图 6 Hardin 公式^[23]计算结果(圆粒)

Fig. 6 Results using Hardin's equation^[23]

表 4 统计了已有研究中天然砂土 HSS 模型刚度参数之间的比例关系。由表可知,本次试验 $E_{\text{od}}^{\text{ref}}$ 与

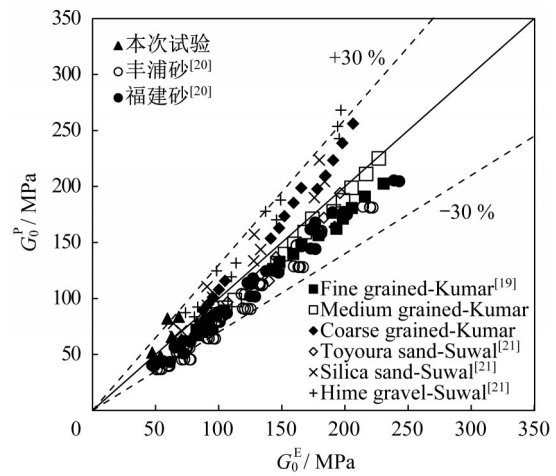


图 7 Menq 公式^[24]计算结果图

Fig. 7 Results using Menq's equation^[24]

E_{s1-2} (100~200 kPa 范围的压缩模量)、 $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ 与 E_{50}^{ref} 、 G_0^{ref} 与 $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ 的比例关系与已有研究中的范围较为一致,即 $E_{\text{od}}^{\text{ref}} \approx 1.0 \sim 1.1 E_{s1-2}$ 、 $E_{\text{ur}}^{\text{ref}} \approx 2.4 \sim 6.0 E_{50}^{\text{ref}}$ 、 $G_0^{\text{ref}} \approx 0.7 \sim 2.0 E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ 。

然而,本次试验中 E_{50}^{ref} 与 $E_{\text{od}}^{\text{ref}}$ 的比值为 1.4~2.9,与已有研究中^[3,6,9,27]建议砂性土 E_{50}^{ref} 与 $E_{\text{od}}^{\text{ref}}$ 取为近似相等的结论有一定差异。同时,研究发现, E_{50}^{ref} 与 $E_{\text{od}}^{\text{ref}}$ 的比值随平均颗粒尺寸 d_{50} 的增加而增加,存在较为明显的线性关系(图 8)。另外, $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ 与 E_{50}^{ref} 的比值随着孔隙比的增大而不断增加(图 9)。

表 4 模量参数关系

Tab. 4 Relationships between different moduli

模量	砂土取值	参考文献
$E_{\text{od}}^{\text{ref}}$	$E_{\text{od}}^{\text{ref}} \approx E_{s1-2}$	周恩平 ^[3]
	$E_{\text{od}}^{\text{ref}} \approx 1.0 \sim 1.1 E_{s1-2}$	本次试验
E_{50}^{ref}	$E_{50}^{\text{ref}} \approx E_{\text{od}}^{\text{ref}}$ (粉砂)	王卫东等 ^[9] , Schanz 等 ^[27]
	$E_{50}^{\text{ref}} \approx 1.1 E_{\text{od}}^{\text{ref}}$ (粉砂)	赵保等 ^[28]
	$E_{50}^{\text{ref}} \approx 1.1 E_{\text{od}}^{\text{ref}}$ (粉砂)	顾晓强等 ^[10]
	$E_{50}^{\text{ref}} \approx 1.4 \sim 2.9 E_{\text{od}}^{\text{ref}}$	陈磊 ^[4] 本次试验
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}} \approx 3 E_{50}^{\text{ref}}$	Brinkgreve 等 ^[12]
	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}} \approx 3 E_{50}^{\text{ref}}$ (粉砂)	赵保等 ^[28]
	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}} \approx 3 \sim 5 E_{50}^{\text{ref}}$	周恩平 ^[3]
	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}} \approx 6.3 E_{50}^{\text{ref}}$ (粉砂)	顾晓强等 ^[10]
	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}} \approx 6.6 E_{50}^{\text{ref}}$ (粉砂)	陈磊 ^[4]
G_0^{ref}	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}} \approx 2.4 \sim 6.0 E_{50}^{\text{ref}}$	本次试验
	$G_0^{\text{ref}} \approx 1 \sim 2 E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	Benz ^[2]
	$G_0^{\text{ref}} \approx 0.5 E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ (粉砂)	赵保等 ^[28]
	$G_0^{\text{ref}} \approx 0.8 E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ (粉砂)	顾晓强等 ^[10]
	$G_0^{\text{ref}} \approx 0.7 \sim 2.0 E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	本次试验

这是由于当砂性土孔隙比逐渐减小时,其刚度逐渐增大,在力学行为上更接近于弹性,而参考加卸载模量 $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ 一般又可作为弹性模量,故等效割线弹性模量 E_{50}^{ref} 在数值上会更接近于 $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ 。据本文试验结果, $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ 与 E_{50}^{ref} 的比值较为离散,目前将砂性土 $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ 与 E_{50}^{ref}

之间用简单的线性倍数经验关系转换并不能良好适用。

图 10 建立了天然砂土刚度参数 G_0^{ref} 、 E_{50}^{ref} 、 $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ 和 $E_{\text{od}}^{\text{ref}}$ 之间的非线性经验转换关系,可通过该结果大大简化模量参数的确定工作。但仍需更多试验数据支撑。

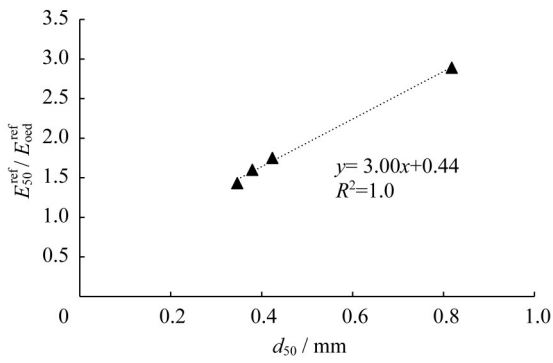


图 8 E_{50}^{ref} 与 $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ 的比值随 d_{50} 变化图

Fig. 8 Relationship between the ratio of E_{50}^{ref} to $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ and mean particle size d_{50}

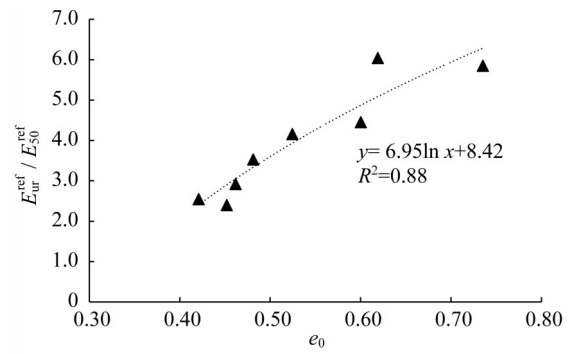
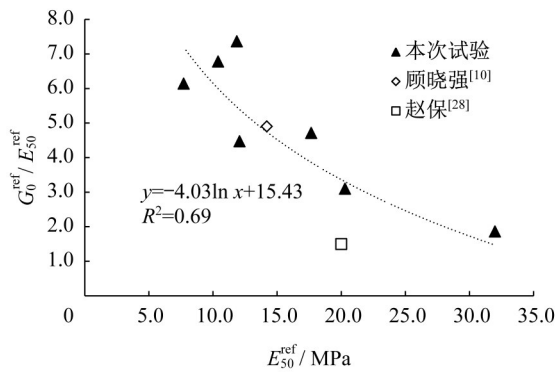
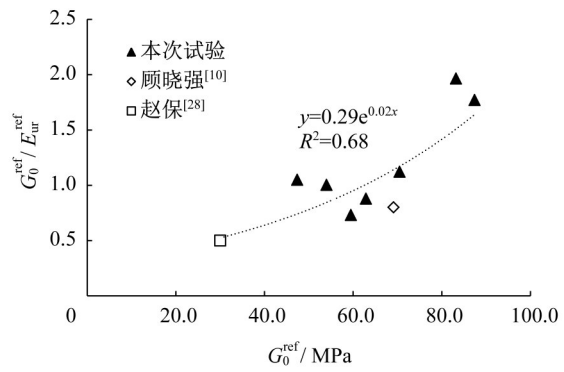


图 9 $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ 与 E_{50}^{ref} 的比值随 e_0 变化图

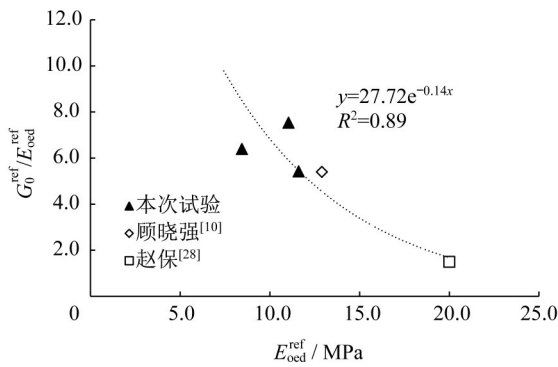
Fig. 9 Relationship between the ratio of $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ to E_{50}^{ref} and initial void ratio e_0



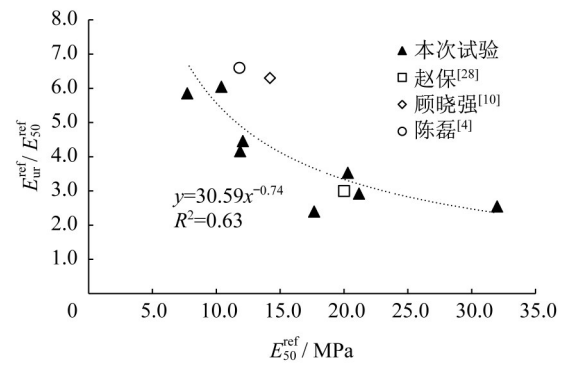
a G_0^{ref} 与 E_{50}^{ref} 的关系



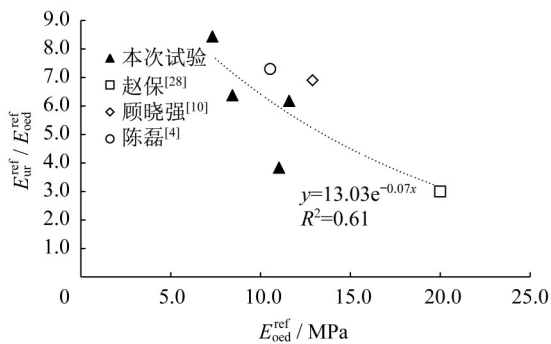
b G_0^{ref} 与 $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ 的关系



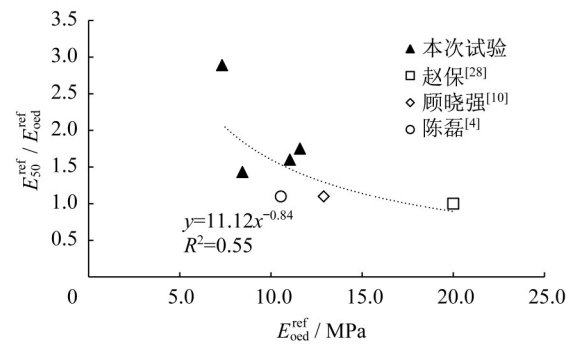
c G_0^{ref} 与 $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ 的关系



d $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ 与 E_{50}^{ref} 的关系



e $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ 与 $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ 的关系



f E_{50}^{ref} 与 $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ 的关系

图 10 G_0^{ref} 、 E_{50}^{ref} 、 $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ 和 $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ 的关系

Fig. 10 Relationships between G_0^{ref} , E_{50}^{ref} , $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ and $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$

4 结论

本文通过三轴固结排水试验、三轴固结排水加卸载试验、标准固结试验以及弯曲元剪切波速测试,测定了广东阳江地区海洋砂性土HSS模型的大部分参数,并分析了模型参数间的关系,研究成果为该地区以及相邻海域的相关工程计算的HSS模型参数取值提供依据。研究的主要结论如下:

(1)广东阳江地区海洋砂性土以中砂、粗砂为主,级配呈光滑的“S”型且级配良好,其细颗粒含量在13%~32%之间,初始孔隙比在0.42~0.74之间。

(2)海洋天然砂土HSS模量参数 E_{50}^{ref} 与 E_{oed}^{ref} 的比值在1.4~2.9之间, E_{ur}^{ref} 与 E_{50}^{ref} 的比值在2.4~6.0之间, G_0^{ref} 与 E_{ur}^{ref} 的比值在0.7~2.0之间, E_{oed}^{ref} 与 E_{s1-2} 的比值在1.0~1.1之间。其中,海洋砂土 E_{50}^{ref} 与 E_{oed}^{ref} 的比值随着平均颗粒尺寸 d_{50} 的增加而增加, E_{ur}^{ref} 与 E_{50}^{ref} 的比值随着孔隙比的增大而不断增加。本次试验建立了天然砂土HSS模量参数间相互转换的经验公式,可为天然砂土模型参数简易取值提供有益参考。

(3)海洋天然砂土的 G_0^{ref} 明显低于已有研究中的纯净砂,这可能是由于其具有较高的不均匀系数和较多的细颗粒含量。当采用常用Hardin经验公式进行预测时会产生明显偏差,若有条件, G_0^{ref} 建议进行实测,不实测时推荐基于Menq提出的经验公式来初步取值,但更为精确的预测公式仍待进一步研究。

作者贡献声明:

袁聚云:提供研究论文选题;设计论文框架;负责论文起草。

陈玺元:负责试验实施、数据分析和论文起草。

顾晓强:参与试验设计验证与核实;研究课题指导与监督;论文审阅及修订。

林毅峰:提供试验条件与材料支持;参与研究选题;对论文提供指导支持。

校建东:提供试验条件与材料支持;参与研究选题;对论文提供指导支持。

吴彩虹:提供试验条件与材料支持;参与研究选题;对论文提供指导支持。

参考文献:

[1] 郭玉树, 亚克慕斯·马丁, 阿布达雷赫曼·哈里. 用循环三轴试验分析海上风力发电机单桩基础侧向位移[J]. 岩土工程学报, 2009, 31(11): 1729.
GUO Yushu, ACHMUS Martin, ABDEL-RAHMAN Khalid. Estimation of lateral deformation of monopile

foundations by use of cyclic triaxial tests [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, 31(11): 1729.

[2] BENZ T. Small strain stiffness of soils and its numerical consequences [D]. Stuttgart: University of Stuttgart, 2007.

[3] 周恩平. 考虑小应变的硬化土本构模型在基坑变形分析中的应用[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2010.
ZHOU Enping. Application of hardening soil model with small-strain in deformation analysis for foundation pit [D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2010.

[4] 陈磊. 小应变本构模型在留有反压土的基坑开挖变形中的应用[D]. 天津: 天津大学, 2014.
CHEN Lei. Application of hardening soil small in deformation analysis of foundation pit with earth berms [D]. Tianjin: Tianjin University, 2014.

[5] 尹骥. 小应变硬化土模型在上海地区深基坑工程中的应用[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(S1): 166.
YING Ji. Application of hardening soil model with small strain stiffness in deep foundation pits in Shanghai [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(S1): 166.

[6] 张雪婵. 软土地基狭长型深基坑性状分析[D]. 杭州: 浙江大学, 2012.
ZHANG Xuechan. Behavior of narrow-deep excavation in soft clay ground [D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2012.

[7] 木林隆, 黄茂松, 吴世明. 基于反分析法的基坑开挖引起的土体位移分析[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(S1): 60.
MU Linlong, HUANG Maosong, WU Shiming. Soil responses induced by excavations based on inverse analysis [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(S1): 60.

[8] 褚峰, 李永盛, 梁发云, 等. 土体小应变条件下紧邻地铁枢纽的超深基坑变形特性数值分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(S1): 3184.
CHU Feng, LI Yongsheng, LIANG Fayun, et al. Numerical analysis of deformation of deep excavation adjacent to metro considering small-strain stiffness of soil [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(S1): 3184.

[9] 王卫东, 王浩然, 徐中华. 基坑开挖数值分析中土体硬化模型参数的试验研究[J]. 岩土力学, 2012, 33(8): 2283.
WANG Weidong, WANG Haoran, XU Zhonghua. Experimental study of parameters of hardening soil model for numerical analysis of excavations of foundation pits [J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, 33(8): 2283.

[10] 顾晓强, 陆路通, 李雄威, 等. 土体小应变刚度特性的试验研究[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2018, 46(3): 312.
GU Xiaoqiang, LU Lutong, LI Xiongwei, et al. Experimental study of small strain stiffness properties of soil [J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2018, 46(3): 312.

[11] 梁发云, 贾亚杰, 丁钰津, 等. 上海地区软土HSS模型参数的试验研究[J]. 岩土工程学报, 2017, 39(2): 269.
LIANG Fayun, JIA Yajie, DING Yujin, et al. Experimental study on parameters of HSS model for soft soils in Shanghai [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, 39

- (2): 269.
- [12] BRINKGREVE R B J, BROERE W. Plaxis material models manual [R]. Delft: Delft University of Technology, 2006.
- [13] 罗敏敏, 陈赟, 周江. 小应变土体硬化模型参数取值研究现状与展望[J]. 工业建筑, 2021, 51(4): 172.
LUO Minmin, CHEN Yun, ZHOU Jiang. Research status and prospect of parameter selection for the HS-small model [J]. Industrial Construction, 2021, 51(4): 172.
- [14] 顾晓强, 吴瑞拓, 梁发云, 等. 上海土体小应变硬化模型整套参数取值方法及工程验证[J]. 岩土力学, 2021, 42(3): 833.
GU Xiaoqiang, WU Ruituo, LIANG Fayun, *et al.* On HSS model parameters for Shanghai soils with engineering verification [J]. Rock and Soil Mechanics, 2021, 42(3): 833.
- [15] GAO D Z, WEI D D, HU Z X. Geotechnical properties of Shanghai soils and engineering applications [M]// Marine Geotechnology and Nearshore/offshore Structures. Philadelphia: ASTM, 1986: 161 - 178.
- [16] BOLTON M D. The strength and dilatancy of sands [J]. Géotechnique, 1986, 36(1): 65.
- [17] JANBU J. Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests [C]//Proceedings of the 3rd European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Wiesbaden: [s. n.], 1963, 1:19 - 25.
- [18] GU X Q, YANG J, HUANG M S, *et al.* Bender element tests in dry and saturated sand: Signal interpretation and result comparison [J]. Soils and Foundations, 2015, 55(5): 951.
- [19] KUMAR J, MADHUSUDHAN B N. Effect of relative density and confining pressure on Poisson ratio from bender and extender elements tests [J]. Geotechnique, 2010, 60(7), 561.
- [20] GU X Q, YANG J, HUANG M S. Laboratory measurements of small strain properties of dry sands by bender element [J]. Soils and Foundations, 2013, 53(5), 735.
- [21] SUWAL L P, KUWANO R. Statically and dynamically measured Poisson's ratio of granular soils on triaxial laboratory specimens [J]. Geotechnical Testing Journal, 2013, 36(4), 493.
- [22] IWASAKI T, TATSUOKA F. Effects of grain size and grading on dynamic shear moduli of sands [J]. Soils and Foundations, 1977, 17: 20.
- [23] HARDIN B O, RICHART F E. Elastic wave velocities in granular soils [J]. Soil Mechanics and Foundations Division, 1963, 89: 33.
- [24] MENQ F Y. Dynamic properties of sandy and gravelly soils [D]. Austin: The University of Texas at Austin, 2003.
- [25] WICHTMANN T, TRIANTAFYLIDIS T. Influence of the grain-size distribution curve of quartz sand on the small strain shear modulus $G(\max)$ [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2009, 135(10): 1404.
- [26] SENETAKIS K, ANASTASIADIS A, PITILAKIS K. The small-strain shear modulus and damping ratio of quartz and volcanic sands [J]. Geotechnical Testing Journal, 2012, 35(6), 964.
- [27] SCHANZ T, VERMEER P A. On the stiffness of sands [M]//Pre-failure deformation behaviour of geomaterials. Stuttgart: Thomas Telford Publishing, 1998: 383 - 387.
- [28] 赵保, 田雷, 赵伟阳, 等. 杭州富水粉砂水泥土HSS模型参数实验研究[J]. 浙江工业大学学报, 2021, 49(1): 53.
ZHAO Bao, TIAN Lei, ZHAO Weiyang, *et al.* Experimental study on parameters in HSS model for cemented water-rich silty sand in Hangzhou [J]. Journal of Zhejiang University of Technology, 2021, 49(1): 53.