

DOI: 10.11779/CJGE201604013

基于自钻式旁压仪的残积土原位力学特性试验研究

尹 松¹, 孔令伟¹, 张先伟¹, Hossain Md Sayem^{1,3}, 樊友杰²

(1. 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; 2. 中铁第四勘察设计院集团有限公司, 湖北 武汉 430063;
3. 贾罕吉尔纳加大学地球科学系, 孟加拉 达卡 1342)

摘要: 残积土属区域性特殊土, 准确获得其力学性质指标是各类工程场地地基处治及承载力评价的必要条件。针对典型花岗岩残积土层, 在 20 m 深度范围内开展自钻式旁压试验, 获得表征土体原始水平应力、强度与刚度的相关指标, 类比分析深度与水平方向土体力学性质的差异性, 并论证了土体刚度在不同应变水平下的衰减规律。结果表明, 该场地浅层土体刚强度指标差异性较大, 存在明显的风化壳, 导致剪切模量及变形参数沿深度呈先减小后增大的趋势; 土体割线剪切模量 G_s , 切线剪切模量 G_t 随剪应变变化关系具有明显的非线性特性, 在小应变范围 ($\gamma_c \leq 0.3\%$) 内 G_s , G_t 快速衰减, 在 $\gamma_c=2.0\% \sim 3.0\%$ 时, 趋于平稳, 采用非线性分析方法得到的模量值较为合理, 认为在该类场地工程设计中, 剪切模量的选取宜基于自钻式旁压试验结果, 根据不同应变水平确定, 采用线性割线法得到的剪切模量 G_{ur} 偏于冒险。同时发现, 小应变时剪切模量值相对于土体差异较为敏感, 为准确获得土性参数, 可适当增加浅层土体测试数量。

关键词: 花岗岩残积土; 自钻式旁压仪; 水平应力; 不排水剪切强度; 剪切模量

中图分类号: TU413 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2016)04-0688-08

作者简介: 尹 松(1987-), 男, 吉林白山人, 博士研究生, 主要从事特殊土力学及地基基础方面的研究。E-mail: ysong87@yahoo.com。

Experimental study on in-situ properties of residual soil by self-boring pressuremeter

YIN Song¹, KONG Ling-wei¹, ZHANG Xian-wei¹, Hossain Md Sayem^{1,3}, FAN You-jie²

(1. State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan 430071, China; 2. China Railway Siyuan Survey and Design Group Co., Ltd., Wuhan 430063, China; 3. Department of Geological Sciences, Jahangirnagar University, Dhaka 1342, Bangladesh)

Abstract: Residual soil is a regional and special soil, and accurate evaluation of its mechanical properties and bearing capacity is a necessary condition for the treatment and foundation for any types of engineering projects. The residual soil in the studied area within the range 20 min depth is tested by using the self-boring pressuremeter. The strength and stiffness parameters of the soil are evaluated through theoretical analysis. The variations of mechanical properties with respect to depth and horizontal direction are also analyzed. The decay law of stiffness characteristics and its applicability under different strain levels are evaluated. The results show that the values of the stiffness and strength of the soil are much different in the site, and the residual soil has obvious weathering crust. Initially the shearing and deformation parameters decrease up to a certain depth and then increase gradually with the increasing depth. Within the test site, the mechanical parameters of soil at shallow depths are quite different and converge after reaching a certain depth. G_s and G_t show non-linear relationship with γ_c . In a small strain range, G_s and G_t decay rapidly when the strain is 2% to 3% and tend to be stable. The non-linear analysis method is more reasonable for determining the shear modulus. It is believed that in the engineering design of such site, shear modulus should be chosen based on the strain level of self-drilling lateral pressure test results, and the linear secant shear modulus G_{ur} is somewhat risky. Moreover in the small strain, shear modulus of the soil is more sensitive to difference of the soil, and in order to ensure the representative parameters, the test density of soil at shallow depth should be increased.

Key words: granite residual soil; self-boring pressuremeter; lateral pressure; undrained shear strength; shear modulus

0 引言

残积土在中国热带、亚热带地区分布广泛, 是当

基金项目: 国家自然科学基金项目 (41372314, 41472292, 51209196)

收稿日期: 2015-03-27

*通讯作者

地大量建(构)筑物的浅基础持力层^[1]。这类土在天然状态下表现为高液限、大孔隙比的较差的物理特性和高强度的较优的力学特性的异常组合, 同时具有遇水湿化、易崩解特性^[2], 其力学性质与一般沉积的黏性土有明显差别, 一些特征指标甚至超出当前一些规范、规程对一般黏性土界定的取值范围。如针对此类土体采取的工程措施不合理, 则有可能对土的强度与变形特性做出错误的判断, 给设计方案的实施造成阻碍。

随着中国高铁建设的快速发展, 即将修建的深圳至茂名的铁路客运专线(深茂铁路)沿线穿越大面积残积土区, 为了保证工程的安全性及经济性, 要求在勘察阶段能够提供可靠、准确的路基土体力学参数, 为工程设计和建设提供准确的技术依据。然而, 由于残积土普遍具有易扰动, 遇水崩解等特性, 难以获得扰动较小的原状土样, 这也导致一些室内试验结果失真^[3-4]。此外, 残积土的风化程度、厚度及性质与气候、地形、新构造运动与水文地质条件等因素有关, 具有明显的区域工程地质特性, 进行工程设计时不能简单套用其他地区工程的相关经验, 造成了铁路建设的勘察时除原位试验以外, 以现行规范允许采用的物理力学指标查算残积土的承载力存在较大困难; 以理论公式计算承载力又因土的力学指标离散度大而结果不理想的事实^[2]。

原位试验可以在土体原来所处位置, 基本保持的天然结构及天然应力状态下, 测定土体的工程力学性质指标, 可避免取样过程中应力释放的影响, 获得的试验结果更符合实际情况^[5-6]。近年来, 基于原位试验得到的土体强度、刚度特性参数对地基承载能力评价的试验及理论方法也得到了不断的发展及验证, 为提高地基沉降计算的精度及地基设计理论水平提供了基础^[4, 7-8]。目前, 针对残积土层已经开展静力触探

(CPT)、扁铲侧胀(DMT)、预钻式旁压(PMT)试验, 并得到了一些有意义的研究成果^[3]。但CPT和DMT得到的土性参数有限, 特别是无法直接获得表征土的抗剪强度指标。PMT虽然仪器简单, 操作容易, 但仍存在预先钻孔, 孔壁土层的天然应力卸除, 加之钻孔孔径与旁压外径难以有效匹配, 土层的扰动在所难免, 导致测试效果不太理想^[9]。为此, 20世纪70年代剑桥大学Hughes等设计研制出可对土体进行最小干扰的自钻式旁压试验(SBPT), 该方法能够测定整个试验过程中应力应变值, 并且在钻进过程中采用了自钻技术, 大大降低了对试验对象的扰动, 径向位移测量精度达到1 μm, 比许多室内试验设备的测量精度还要高, 有效保证了小应变下土的刚度指标的数据

采集, 能够真实地提供土的性能参数^[10]。Schnaid等^[3]和Da Fonseca等^[11]通过总结花岗岩残积土原位自钻式旁压(SBPT)、扁铲试验及其他原位试验和室内试验结果, 评价了自钻式旁压仪测试及数据处理方法的合理性, 得到了该类土具有微弱的残余结构, 室内试验及传统原位试验所得剪切及变形参数过于保守的结论。

基于SBPT是一种获得残积土层真实土性指标的有效途径, 而国内利用SBPT对残积土力学性质评价的研究未见报道。本文通过对典型花岗岩残积土层开展SBPT测试, 分析不同深度的土体应力-应变关系, 原位水平应力和刚强度特性, 评价多项力学参数在地层的变化规律以及影响因素, 为残积土地区的工程设计参数选取提供参考。

1 试验场地概况

试验场地位于广东省台山市水步镇深茂铁路沿线(里程桩号DK158+732.57)的下横圳特大桥附近(取样点经度: 112° 50' 19", 纬度: 22° 18' 15")试验场地为花岗岩残积土区的丘陵地貌。为了解场地地层的土性分界, 首先在试验场地范围内开展CPT测试, 双桥静力触探测试点呈线性布置(见图1), 共进行3个孔位的测试。然后在距CPT测试点1.5 m处进行取土样, 开展室内土工试验。根据静力触探试验结果可得到锥尖阻力 q_c , 侧摩阻力 f_s , 摩阻比 R_f 随深度 h 的变化曲线(见图2), 进而对土层界面划分。结合室内试验结果发现, 该场地表层为厚度小于2 m的填土, 在填土与花岗岩残积土层分界面存在厚0.5~1.0 m的氧化层, 表现为具有明显的胶结强度, 孔隙比相对较小。在深度3.8 m以下为花岗岩残积土层, 钻孔揭露深度未见强风化花岗岩和孤石。

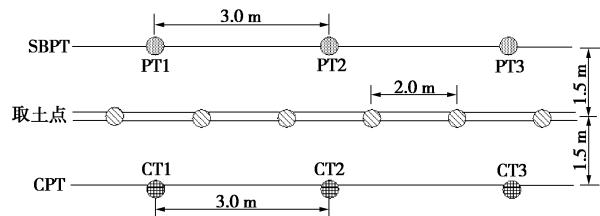


图1 试验场地布置图

Fig. 1 Layout of experimental site

从图2中可见, 在残积土层中, 随着深度的增加, q_c 与 f_s 基本呈线性增长, 反映在表1中, 随着深度增加, 细砾含量增加, 强度增大。由于花岗岩残积土特殊的成土过程, 图2中相距3 m的3组测试点中 q_c 与 f_s 差异性较大, 主要表现在2.9~7.3 m深度范围内

表1 花岗岩残积土的物理力学特性指标
Table 1 Physical and mechanical properties of residual soil

深度/m	密度 $\rho/(g\cdot m^{-3})$	比重 G_s	孔隙比 e_0	含水率 $w/%$	液限 $w_L/%$	塑限 $w_p/%$	塑性 指数 I_p	无侧限抗压 强度 q/kPa	颗粒组成/%		
									细砾 $>2mm$	砂粒 $0.075\sim 2mm$	粉粒 $0.075\sim 0.005mm$
2.0~4.0	1.86	2.77	0.993	30.20	69.9	38.3	31.60	179.64	13.5	25.5	29.6
4.0~6.0	1.77	2.73	1.157	38.30	61.0	29.1	31.90	83.75	3.0	35.1	41.1
6.0~10.0	1.76	2.73	1.175	40.20	57.1	30.7	26.40	46.73	4.6	33.4	45.9
10.0~18.0	1.74	2.73	1.263	44.13	61.4	30.8	30.60	56.03	5.0	34.4	44.2
18.0~20.0	1.76	2.74	1.164	37.40	56.9	29.4	27.50	79.78	6.8	31.7	44.6
											16.9

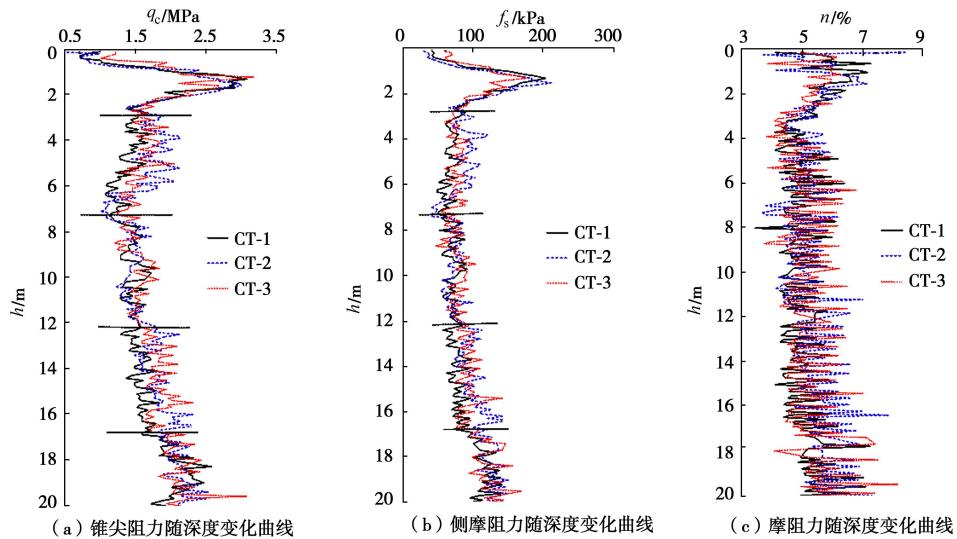


图2 静力触探试验结果

Fig. 2 Test curves of cone penetration

CPT 测试中 q_c 最大差异为 0.86 MPa, 差异百分比达 71.67%, f_s 最大差异为 53.67 kPa, 差异百分比达 85.69%; 12.2~16.8 m 深度范围内 CPT 测试中 q_c 最大差异为 0.83 MPa, 差异百分比达 64.34%, f_s 最大差异为 72.10 kPa, 差异百分比达 101.55%。

2 试验方案

2.1 试验仪器

试验仪器为英国 Cambridge Insitu 公司生产的剑桥 MKVIIId 型三臂自钻式旁压仪, 该设备对周围土体施加的最大压力为 4 MPa, 探头可从初始腔直径 83 mm 膨胀到直径 91 mm, 位移测量精度高达 1 μm , 膨胀压力施加的精度为 1 kPa。

MKVIIId 型三臂自钻式旁压仪的工作系统如图 3 所示, 包括自钻探头(含测试系统)、数据采集系统和数据处理系统等。系统的关键部位是自钻式探头, 所有的测试数据都由安装在其内部的传感器采集并通过多芯线缆传输到地面接收器上; 数据采集系统由电子箱、应变控制器、数据采集器等组成; 数据处理系统通过专门软件对采集的数据进行处理。

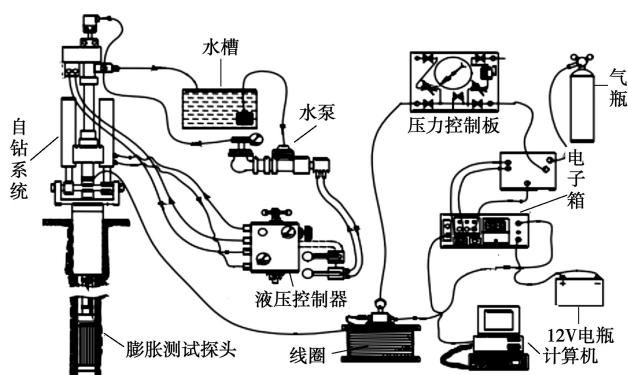


图3 剑桥自钻式旁压仪系统示意图

Fig. 3 Sketch of Cambridge self-boring pressuremeter system

2.2 试验方法

根据图 1 所示, 在试验场地内进行了 3 组自钻式旁压试验, 各组试验呈线性分布, 相距 3.0 m, 沿深度方向间隔 2 m 进行测试, 具体测试过程如下:

(1) 首先对测试探头进行标定, 然后将测试系统各部分如图 3 所示连接, 校验各部分是否正常工作, 待检验完毕后, 将钻头放置预定点位进行自钻, 待探头钻进到测试深度后静置 30 min, 使得钻进过程中产

生的超孔隙水压力消散稳定。

(2) 试验初期, 采用小增量的应力控制加荷方式施加膨胀压力, 随后可逐渐增大膨胀压力。加荷过程中应保持在每分钟的应变速率为 1%, 保证受荷的土体处于不排水压缩状态。为了确保初始阶段和塑性变形阶段均能采集更多的试验数据, 测试过程中施加 3~4 个加、卸荷循环。进行加荷、卸荷循环时, 卸荷值应与被测试土的剪切强度相当, 保证加荷、卸荷循环处于弹性变化范围内。

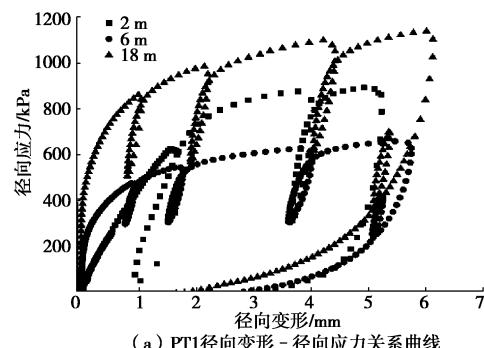
(3) 根据膨胀测试探头所能达到的极限径向应变值确定当径向应变达到 10% 时, 试验结束, 然后进行完全卸荷, 当腔内压力降至零时, 取出探头, 进行其他点位的测试。通过实测曲线分析可知该应变范围内试验曲线能够得到相应的土体强度及刚度特征参数, 应变范围合理。

3 试验结果与分析

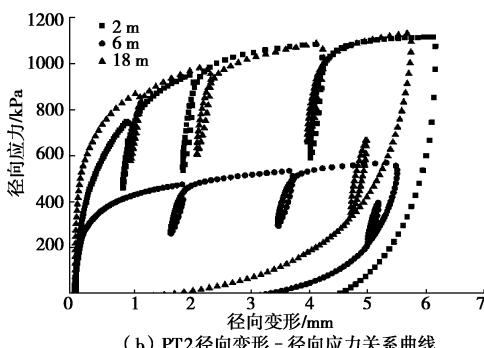
3.1 应力-应变关系

按照试验方案, 成功得到了各测试点的应力与位移关系曲线, 限于篇幅, 图 4 仅给出具有代表性的地表下深 2.0, 6.0, 18.0 m 处残积土自钻式旁压试验平均径向应力与位移关系曲线。

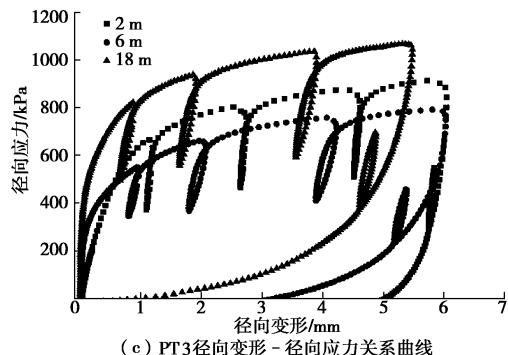
测试所得应力与位移关系曲线形态相似, 加载初期, 应力呈直线上升, 径向无明显位移, 随着荷载的增大, 径向出现明显位移, 直至达到屈服应力, 曲线弹性阶段结束, 进入塑性阶段, 经过若干次加-卸循环后, 加载至应变达到约 10% 时卸荷, 经历弹性卸荷及塑性卸荷后, 径向应力接近于 0。



(a) PT1 径向变形 - 径向应力关系曲线



(b) PT2 径向变形 - 径向应力关系曲线



(c) PT3 径向变形 - 径向应力关系曲线

图 4 自钻式旁压的径向变形 - 径向应力关系曲线

Fig. 4 Test curves of self-boring pressuremeter

3.2 不排水抗剪强度 C_u

选择应用广泛的 Bolton 等^[12]方法分析花岗岩残积土的 C_u 值, 该方法应用幂律函数表达剪应力 - 剪应变关系, 如下式:

$$\tau = \alpha \gamma^\beta \quad , \quad (1)$$

式中, τ 为剪应力, γ 为剪应变, α 为刚度常数, β 为弹性指数, 当 $\beta=1$ 表示简单的线性关系。

利用腔室膨胀理论对自钻式旁压试验过程中的应力应变和模量之间的关系进行理论分析, 得出如下式所示关系:

$$p_c = p_{\text{limit}} + C_u \ln(\gamma_c) \quad , \quad (2)$$

式中, p_c 为施加在孔壁上的总压力, p_{limit} 为极限压力, C_u 为不排水抗剪强度, γ_c 为腔壁上土的剪切应变。

将腔室总压力和其对应剪应变整理在半对数坐标系下的曲线上 (图 5), 其斜率和截距为不排水抗剪强度和极限压力。由此分析得到的地基土体 C_u 值与深度关系, 如图 6 (a) 所示。

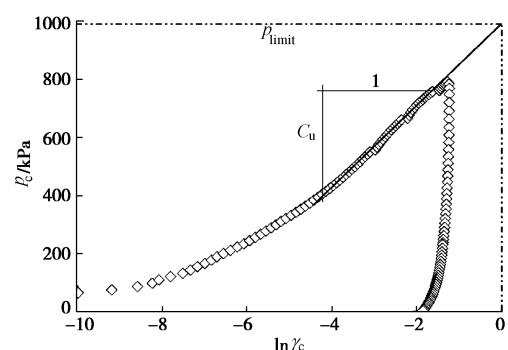


图 5 p_c 与 $\ln\gamma_c$ 关系曲线

Fig. 5 Relationship between p_c and $\ln\gamma_c$

由图 6 (a) 分析可知, 3 组测试中 C_u 值沿深度变化规律一致, 但浅层 6 m 以上同一深度测试结果差异较大, 2 m 深度处差异达 132.80 kPa, 差异百分比为 82.13%。深度 6.0 m 以下测试结果相对差异较小, 除 14.0 m 深度处测试值差异百分比达 52.77%, 其他深度处测试结果差异百分比均在 50% 以内。这主要是因为浅层土体环境及风化过程影响复杂, 土体力学性质差

别较大, 而较深层土体主要受风化程度影响, 强度影响因素单一, 土体力学性质趋于一致。另一方面, 深度方向花岗岩残积土的 C_u 值也存在较大变化, 表现为图 6 (a) 所示的 $h - C_u$ 曲线呈“R”型。以深度 6.0 m 为分界线, 上部花岗岩残积土土层受环境影响及风化作用较大, 氧化作用引起土颗粒胶结效果明显, 强度指标相对较高, 但同时也发现测试点 PT3 的氧化层厚度要高于 PT1、PT2, 反映在图 6 (a) 中, PT1、PT2 在 2.0 m 处的土体 C_u 较高, 而 PT3 在 4.0 m 处的土体 C_u 较高。6.0 m 以下, 土的强度的影响因素逐步由环境氧化作用转为风化作用, 表现为深度越深风化程度越弱, 土的砂粒成分增多, C_u 值升高, 这与图 2 所示的 CPT 测试结果基本吻合。

此外, 比较图 6 (a) 的原位强度与表 1 所示室内试验得到的强度值发现, 自钻式旁压试验得到的强度指标远大于室内试验结果, C_u 值相差 2~4 倍, 虽然试验方法对测试结果具有一定影响, 但很多研究都表明利用自钻式旁压试验得到原位 C_u 值是最接近土体的实际强度^[10], 所以对于残积土场地必须重视采用先进勘察手段的原位试验工作。

3.3 水平应力 P_0

土体的原始水平应力是反映土体天然状态下水平方向的抗力能力, 利用 Lift-off 法分析自钻式旁压试验曲线从而得到水平应力是一种直截了当、行之有效的方法, 尤其对于黏性土及粉质黏土采用这种方法效果最好^[13]。这是因为试验前孔壁土体未受扰动, 开始施加膨胀力时, 由于土层中存在着原始静止侧压力, 弹性膜不膨胀。当施加压力达到土层初始水平应力时, 弹性膜开始膨胀, 旁压曲线偏离压力轴, 这时施加的径向应力值即为 P_0 值。

花岗岩残积土在不同深度处的 P_0 值见图 6 (b)。

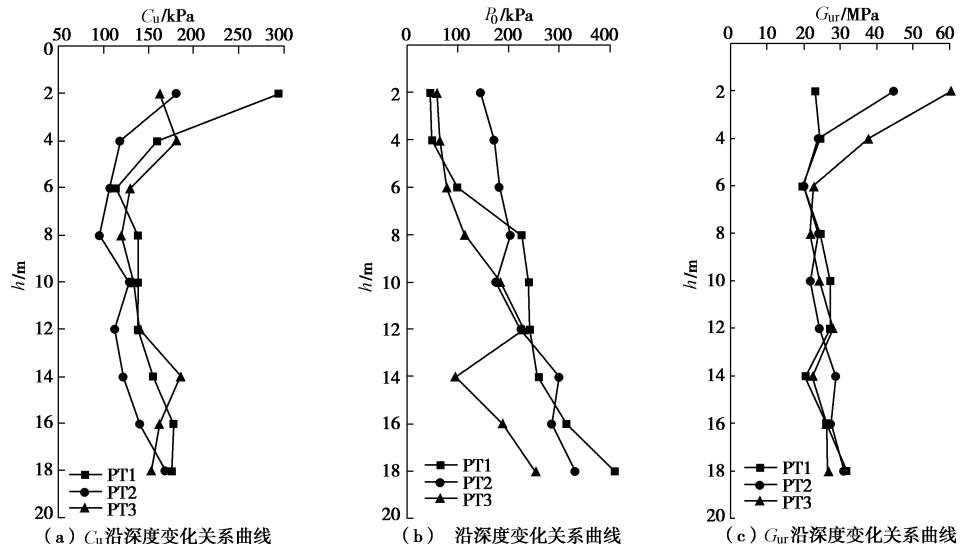


图 6 主要测试指标沿深度变化关系

Fig. 6 Relationship between test indices and depth

从中可见, 花岗岩残积土沿深度方向原始水平应力规律与静水沉积形成的土体明显不同。一般而言, 静水沉积土体的水平应力 P_0 值主要受上部土体自重应力及土体的强度特性控制, 沿深度方向逐渐增大, 即深度越深土体的 P_0 越大^[13]。而从图 6 (b) 中发现, 花岗岩残积土的 P_0 受深度影响规律并不明显, 该土的 P_0 值在 2.0~6.0 m 范围变化很小; 在 6.0~18.0 m 范围内, P_0 值整体沿深度方向增长, 但规律性差。这主要是因为花岗岩残积土特殊的成土环境及测试方法的敏感性导致, 浅层土体的 P_0 值除了受到土体自重及土体强度特性双重因素影响外, 上部表层与大气接触, 氧化作用沿深度逐渐降低但自重作用逐渐增大, 两者相互制约, 最终体现在 P_0 值在浅层变化幅度较小; 而深部土体, 氧化作用减弱, 自重增加及风化程度的减弱均可提高土体 P_0 值, 但即使是自钻方法, 旁压膜开始膨胀时仍存在一定调整范围, 该调整范围主观性强, 所以花岗岩残积土的 P_0 值在总体趋势上随深度逐渐增加, 个别点规律性差。

此外, 分析 3 组测试结果, P_0 值沿深度变化规律一致, 但差异较大, 4, 6, 14 m 深度处测试值差异分别达 122.50, 103.7, 204 kPa, 差异百分比分别达 251.54%, 133.46%, 214.74%, 可以认为花岗岩残积土的原始水平应力易受多种因素影响, 沿深度及水平方向变化差异明显。

3.4 剪切模量 G

由于自钻式旁压试验过程中对土体扰动较小, 利用这种原位试验可以获得真实的土体剪切模量。以下分别采用线性割线及非线性分析方法对加卸荷滞回圈数据进行分析, 得到了地表以下 18.0 m 深度范围内土体的剪切模量值。

(1) 线性割线分析法

线性割线分析法中假设所测试的土体为线弹性

表 2 土体刚度测试参数

Table 2 Stiffness parameters of soils

测试点	2		4		6		8		10		12		14		16		18	
	α /MPa	β																
PT1	2.93	0.60	2.15	0.58	2.17	0.60	1.68	0.54	1.86	0.53	2.04	0.53	2.05	0.56	2.32	0.56	2.43	0.55
PT2	3.61	0.59	2.04	0.57	1.65	0.57	1.98	0.58	2.18	0.59	1.86	0.56	1.98	0.56	2.02	0.55	2.69	3.61
PT3	4.20	0.59	3.70	0.62	2.35	0.60	2.27	0.62	2.24	0.60	2.07	0.57	2.46	0.61	2.80	0.61	2.61	4.20

材料, 在卸载、加载循环中, 卸载曲线与再加载曲线近似重合, 土体剪切模量 G_{ur} 为卸载再加载滞回圈中线割线斜率的 $1/2$ ^[14], 测试点剪切模量值随深度的变化关系如图 6 (c) 所示。由图 6 (c) 可知, 3 组测试点的原位 G_{ur} 值沿深度方向分布规律一致, 但在 2.0 m 及 4.0 m 处差异较大, 差异值达 37.35 MPa 及 13.675 MPa, 差异百分比达 162.75% 及 57.46%; 6.0 m 以下土体 G_{ur} 值差异较小, 表现为图 6 (c) 所示的 $h - G_{ur}$ 曲线呈规则的“漏斗”型。分析可知, 同样受环境、氧化及风化作用, 但浅层土体中 $h - C_u$ 曲线中各组测试值差异较 $h - G_{ur}$ 中各组测试值差异小, 而深层土体刚好相反, 也就是“R”型与“漏斗”型的区别, 可见氧化作用对刚度特性影响大于强度特性, 风化作用则对强度特性的影响高于氧化作用。对花岗岩残积土层进行勘察时, 应根据主要测试指标, 适当选取水平及深度方向测试密度。

(2) 非线性分析法

非线性分析方法是利用土体径向应力及位移曲线中的加载、卸载回滞圈所提供的与应力应变状态相关的刚度信息, 将回滞圈加载部分的试验数据整理到径向总应力和剪应变的双自然对数坐标系中^[15]。3 个回滞圈在双对数坐标系中呈明显的线性分布 (图 7), 这可以用下式表示。

$$\ln p_c = \ln \eta + \beta \ln \gamma_c, \quad (3)$$

式中, η 为待定系数, $\ln \eta$ 和 β 分别为拟合直线的截距和斜率。

根据 Palmer^[16]的研究成果得到

$$\alpha = \eta \beta, \quad (4)$$

$$G_s = \alpha \gamma_c^{\beta-1}, \quad (5)$$

式中, G_s 为割线剪切模量。

由于自钻式旁压试验的加载过程是快速加载, 且不排水, 加载过程发生的是平面应变过程, 根据 Muir Wood^[17]给出的切线模量的定义:

$$G_t = G_s + \gamma_c (dG_s/d\gamma_c), \quad (6)$$

式中, G_t 为切线剪切模量, 简称切线模量。

将式 (5) 代入到式 (6) 中得

$$G_t = \alpha \beta \gamma_c^{\beta-1}, \quad (7)$$

式中, G_t 为切线剪切模量。

通过图 7 中双对数坐标回滞圈中加载数据的拟合直线可得到 α 及 β , 分析得到的土体刚度参数如表 2

所示。

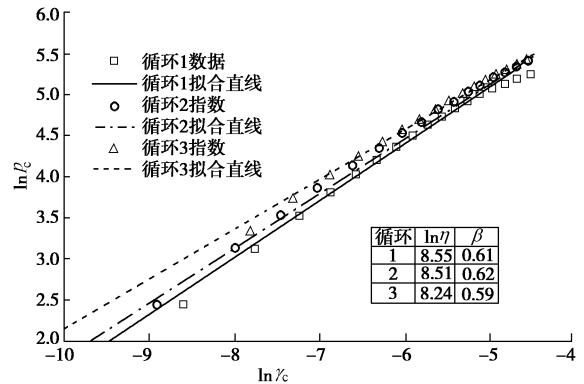


图 7 刚度参数分析曲线

Fig. 7 Analysis curves of stiffness parameters

为了进一步评价剪切模量随剪切应变的衰减规律、 G_s 、 G_t 与线性剪切模量 G_{ur} 的相互关系及不同应变值下剪切模量的分布规律, 根据表 2 及式 (5)、(7), 绘制典型深度处多种模量随剪切应变的衰减曲线, 如图 8 所示, 剪应变为 0.1%~5.0% 时 18.0 m 深度范围内土体 G_s 、 G_t 分布规律如图 9 所示。

由图 8 可发现各深度处剪切模量与剪应变呈明显的非线性关系。在岩土体小应变 ($\gamma_c \leq 0.3\%$) 范围内^[15], G_t 和 G_s 衰减幅度较大, 当应变值超过 3.0% 时, G_s 、 G_t 趋于平缓, 与应变轴近似平行, 模量值拐点处剪应变为 0.5%~1.0%。 G_{ur} 值普遍高于模量拐点值, 可见, 该土体具有较强的非线性, 在实际工程中, 除个别小应变条件 ($\gamma_c \leq 0.1\%$) 时可选用线性割线方法确定土体剪切模量 G_{ur} , 对于一般工程应采用非线性法分析加、卸荷数据, 得到刚度参数 α 和 β , 根据实际工程的应变范围选取合理的模量值, 使用 G_{ur} 值偏于冒险。图 9 给出了不同应变值下剪切模量沿深度的变化规律曲线, 受氧化、风化等环境地质作用, 在 0.1%~5.0% 应变范围内各应变值下土体沿深度方向剪切模量值分布规律一致且与 C_u 分布规律相符, 6.0 m 深度以上逐渐减小, 6.0 m 深度以下逐渐增加, 应变越小, 该趋势越明显。0.1% 应变下, 剪切模量值相对于土体差异较为敏感, 反应在剪切模量沿深度的变化关系中的数据点波动较大, 应变较大时, 数据曲线相对平顺。比较各组试验结果, 浅层 8.0 m 以上剪切模量值差异较大, 8.0 m 以下除个别点外, 各深度处模量值逐渐趋于一致, 在确定土体参数时, 可增加浅层土体测试密度, 确保参数具有代表性。

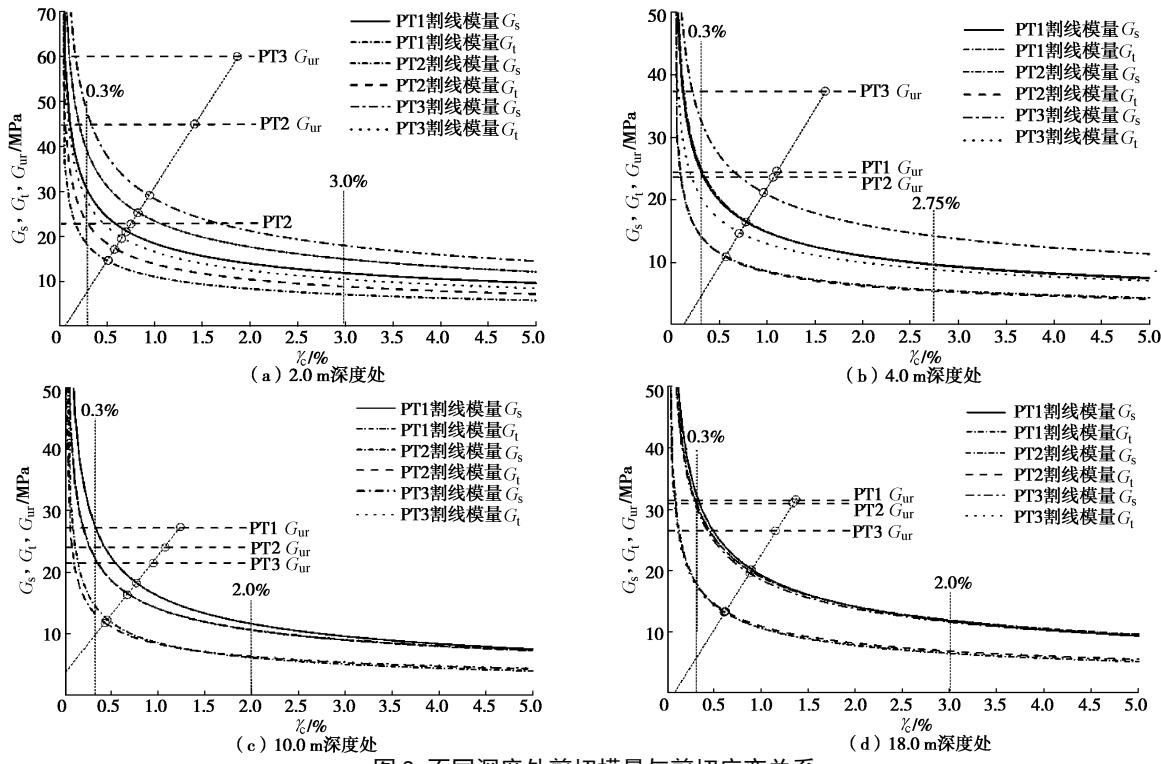


图8 不同深度处剪切模量与剪切应变关系

Fig. 8 Relationship between shear modulus and shear strain at different depths

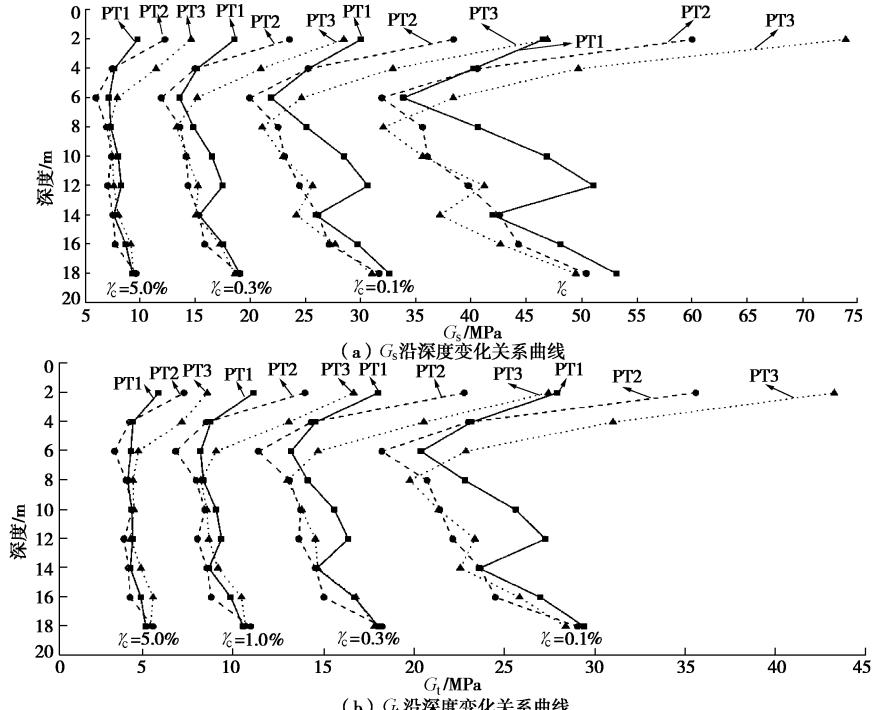


图9 剪切模量沿深度变化关系

Fig. 9 Relationship between shear modulus and shear strain at different depths

4 结论

(1)花岗岩残积土具有特殊结构性,室内试验很难得到土体真实的力学特性,应用自钻式旁压仪对地基土体进行旁压试验时扰动程度较小,是一种合理的试验方法。

(2)通过对花岗岩残积土地基进行自钻式旁压试

验及理论分析可知,由于花岗岩残积土的特殊成因,沿深度和水平方向不排水剪切强度 C_u 、水平应力 P_0 及剪切模量 G_u 值差异性较大,此类场地进行工程勘察时应予以重视。

(3)花岗岩残积土土体剪切模量与剪应变呈明显的非线性关系,在 $\gamma_c \leq 0.3\%$ 时,剪切模量值衰减幅度较大,当应变值超过 $2.0\% \sim 3.0\%$ 时,趋于平缓。在工

程中应采用非线性法分析方法得到相应应变范围内的剪切模量值, 采用线性割线法所得剪切模量值 G_{ur} 偏于冒险。

(4) 花岗岩残积土体 0.1%~5.0% 应变范围内各应变值下土体沿深度方向剪切模量值分布规律相近, 以 8.0 m 为分界点, 其上差异较大, 其下逐渐趋于一致, 小应变时剪切模量值相对于土体差异较为敏感。

参考文献:

- [1] 吴能森. 结构性花岗岩残积土的特性及工程问题研究[D]. 南京: 南京工业大学, 2005. (WU Neng-sen. A study on characteristics and some engineering problems of granite residual soil with structural[D]. Nanjing: Nanjing Tech University, 2005. (in Chinese))
- [2] 张先伟, 孔令伟, 殷蒙. 雷州半岛玄武岩残积土的工程地质特性研究[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(5): 855~863. (ZHANG Xian-wei, KONG Ling-wei, ZANG Meng. Engineering geological characteristics of basalt residual soils in Leizhou Peninsula[J]. Geotechnical Engineering, 2014, 36(5): 855~863. (in Chinese))
- [3] SCHNAID F, ORTIGAO J A R, MANTARAS F M, et al. Analysis of self-boring pressuremeter (SBPM) and Marchetti dilatometer (DMT) tests in granite saprolites[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2000, 37(4): 796~810.
- [4] 杨光华, 骆以道, 张玉成, 等. 用简单原位试验确定切线模量法的参数及其在砂土地基非线性沉降分析中的验证[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(3): 401~408. (YANG Guang-hua, LUO Yi-dao, ZHANG Yu-cheng, et al. Determination of parameters for tangent modulus method using simple in-situ test and its application in nonlinear settlement analysis on sandy soil[J]. Geotechnical Engineering, 2013, 35(3): 401~408. (in Chinese))
- [5] 张先伟, 孔令伟, 郭爱国, 等. 强结构性对湛江黏土地区 CPTU 原位测定结果的影响[J]. 工程力学, 2012, 30(2): 118~124. (ZHANG Xian-wei, KONG Ling-wei, GUO Ai-guo, et al. Effect of strong structure on CPTU test results of Zhanjiang clay area[J]. Engineering Mechanics, 2012, 30(2): 118~124. (in Chinese))
- [6] DA Fonseca A V, SILVA S R, CRUZ N. Geotechnical characterization by in situ and lab tests to the back-analysis of a supported excavation in Metro do Porto[J]. Geotechnical and Geological Engineering, 2010, 28(3): 251~264.
- [7] 杨光华. 地基非线性沉降计算的原状土切线模量法[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(11): 1927~1931. (YANG Guang-hua. Nonlinear settlement computation of the soil foundation with the undisturbed soil tangent modulus method[J]. Geotechnical Engineering, 2006, 28(11): 1927~1931. (in Chinese))
- [8] 杨光华, 姜燕, 张玉成, 等. 确定地基承载力的新方法[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(4): 597~603. (YANG Guang-hua, JIANG Yan, ZHANG Yu-cheng, et al. New method for determination of bearing capacity of soil foundation[J]. Geotechnical Engineering, 2014, 36(4): 597~603. (in Chinese))
- [9] 曹权, 柴寿喜, 施建勇, 等. 基于自钻式旁压试验的黏性土孔压变化研究[J]. 长江科学院院报, 2009, 26(7): 29~32. (CAO Quan, CHAI Shou-xi, SHI Jian-yong, et al. Study on changes in porewater pressure of clays based on self-boring pressuremeter test[J]. Yangtze River Scientific Research Institute, 2009, 26(7): 29~32. (in Chinese))
- [10] SILVESTRI V. Assessment of self-boring pressuremeter tests in sensitive clay[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2003, 40(2): 365~387.
- [11] DA FONSECA A V, CARVALHO J, FERREIRA C, et al. Characterization of a profile of residual soil from granite combining geological, geophysical and mechanical testing techniques[J]. Geotechnical & Geological Engineering, 2006, 24(5): 1307~1348.
- [12] BOLTON M D, WHITTLE R W. A non-linear elastic/perfectly plastic analysis for plane strain undrained expansion tests[J]. Géotechnique, 1999, 49(1): 133~141.
- [13] 王沛, 丁克胜, 杨宝珠. 自钻式旁压仪测定土的侧压力试验研究[J]. 岩土工程学报, 2008(增刊 1): 416~418. (WANG Pei, DING Ke-sheng, YANG Bao-zhu. Lateral pressure of soil by self-boring pressuremeter[J]. Geotechnical Engineering, 2008(S1): 416~418. (in Chinese))
- [14] 郝冬雪, 陈榕, 栾茂田, 等. 自钻式旁压试验推求土性参数的研究进展[J]. 计算力学学报, 2011, 28(3): 452~460. (HAO Dong-xue, CHEN Rong, LUAN Mao-tian, et al. Research development of estimation for soil properties from SBPT[J]. Computational Mechanics, 2011, 28(3): 452~460. (in Chinese))
- [15] 曹权, 施建勇, 柴寿喜, 等. 小应变下土体刚度非线性分析的试验研究[J]. 岩土工程学报, 2009, 31(5): 699~703. (CAO Quan, SHI Jian-yong, CHAI Shou-xi, et al. Non-linear analysis of stiffness of soils under small strain[J]. Geotechnical Engineering, 2009, 31(5): 699~703. (in Chinese))
- [16] PALMER A C. Undrained plane strain expansion of a cylindrical cavity in clay: a simple interpretation of the pressuremeter test[J]. Géotechnique, 1972, 22(3): 451~457.
- [17] MUIR Wood D. Strain-dependent moduli and pressuremeter tests[J]. Géotechnique, 1990, 40(3): 509~512.