

花岗岩残积土动剪切模量
室内和原位试验研究

吴小玲 吴 炳

(华侨大学)

李 挺

陈云敏

吴世明

(浙江大学)

摘要 本文用室内共振柱试验和现场表面波频谱分析法,研究花岗岩残积土动剪切模量的性质,比较分析了花岗岩残积土原状土与重塑土、原状土与原位测试动剪切模量之间的差异,提出了原状土、重塑土和原位测试动剪切模量之间的相关关系。

关键词 残积土,动剪切模量,原状土,重塑土,原位测试,共振柱

0 前言

我国的东南沿海广大地区分布着母岩为花岗岩的残积土,这些地区有些是地震多发区,而动剪切模量是动力基础和结构抗震设计中不可缺少的一个重要参数。至今,还没有关于残积土动剪切模量系统研究的成果。

目前,用来测试土的动剪切模量的方法很多,现场测试通常采用下孔法、跨孔法和表面波法。对于浅层土,表面波法具有测试简便、结果可靠和成本低等优点^[1]。室内测试土在小应变下的剪切模量通常采用共振柱和自振柱试验。

各种试验方法都有其适用范围和存在的问题,现场波速测试只能测定天然土体在试验时微小应变幅下的动剪切模量;而室内试验可以测定土体在不同应力条件下和不同应变幅时的动剪切模量,但室内试验无法理想地模拟现场应力条件及取样扰动引起试验结果的误差。因此,将现场和室内试验相匹配,是可靠地测定土的动力变形特性的必要途径。

1 现场试验概况

原位试验场地位于福建泉州,现场土层2m以上为填土,取 $\rho=1.8\times 10^3\text{kg/m}^3$,泊松比 $\mu=0.35$,2—6m为花岗岩残积土的红色部分,取 $\rho=2.0\times 10^3\text{kg/m}^3$, $\mu=0.42$ 。

将现场测试得到的时域信号经过频谱分析,得到R波速弥散曲线,根据R波在成层地基

本文1991-05-11收到。

* 国家自然科学基金资助项目。

中的传播特性,由 R 波速弥散曲线反分析求得土层的剪切波速随深度变化的关系曲线. 然后,由下式求得对应的剪切模量

$$G = \rho \cdot V_s^2$$

(1)

本试验只测试场地浅层土的剪切波速.

2 室内共振柱试验

室内试验在 Drnevich long-Tor 型共振柱仪上进行. 当试样的剪应变 $\tau < 10^{-5}$ 时,剪切模量随剪应变幅的变化很小,故取 $\tau = 10^{-5}$ 对应的剪切模量为初始剪切模量 G_0 .

1.1 初始剪切模量 G_0

分别对饱和状态和非饱和状态下的重塑土样进行不同孔隙比和饱和度的试验,试样的主要物理参数及试验方案见表1.

表1 试样的主要物理参数及试验方案

土样号		因 素				
		孔隙比	含水量	饱和度	平均有效围压	固结时间
		e	$w(\%)$	$S_r(\%)$	$\bar{\sigma}_0$	$t(h)$
饱和试样	SR_{2-1}	0.613	22.51	99.51	1,2,4	排水固结 24
	SR_{2-7}	0.715	24.94	94.52	1,2,4	排水固结 24
	SRA_{2-2}	0.771	26.56	93.37	1,2,4	排水固结 24
	SR_{2-3}	0.831	28.86	94.12	1,2,4	排水固结 24
	SR_{2-2}	0.908	30.84	92.05	1,2,4	排水固结 24
非饱和试样	R_{2-4}	0.715	17.00	64.43	1,2,4	排水固结 24
	R_{2-7}	0.715	19.35	73.34	1,2,4	排水固结 24
	R_{2-8}	0.715	22.00	83.38	1,2,4	排水固结 24

表中 R_{2-7} 试样的物理参数与天然状态下的土样相同, SR_{2-7} 试样是 R_{2-7} 试样经真空饱和后的饱和试样. 现场土体都处于偏压应力状态,由于本试验仪器不能实现偏压固结,固结应力取为二维平均有效应力

$$\bar{\sigma}_0 = \frac{1 + k_0}{2} \cdot \sigma'_{v0}$$

(2)

取 $k_0 = 0.6$. 共振桩试验有效围压取 $\bar{\sigma}_0 = 1, 2, 4 (10^2 \text{ kPa})$ 三级.

1.1.1 饱和试样 图1为初始剪切模量 G_0 和有效围压 $\bar{\sigma}_0$ 的关系曲线,对于不同孔隙比 e ,其初始剪切模量 G_0 与有效围压 $\bar{\sigma}_0$ 在双对数坐标图上是一组平行直线, G_0 与 $\bar{\sigma}_0$ 的关系可用正式表示为

$$G_0 = A \cdot \bar{\sigma}_0^n$$

(3)

式中, A, n 为试验参数,对试验结果进行拟合,求得 SR_{2-7} 试样的 A 值为8208, n 值为0.493. 因饱和土样的 G_0 不受饱和度 S_r 的影响,故 n 应为常量,由各组试验结果,取 n 值平均为0.5. 故式3)可表述为

$$G_0 = 8208 \cdot \bar{\sigma}_0^{0.5} (\text{kPa}).$$

(4)

1.1.2 非饱和试样 非饱和试样的初始剪切模量 G_0 受饱和度 S_r 的影响也较显著. 由图2可

知,对不同饱和度的土,初始剪切模量 G_0 与有效围压 $\bar{\sigma}_0$ 成双对数线性关系,但直线斜率不同,其斜率随饱和度的增大而增大. 用式(3)进行拟合,得到表2结果. 从表上可见, A 值随饱和度增大而减小, n 值随饱和度增大而增大. G_0 因受饱和度 S_r 和有效围压 $\bar{\sigma}_0$ 的影响,可具体表示为

$$G_0 = A \cdot e^{(289r^2)} \bar{\sigma}_0^{(n)} \text{ (kPa)}, \tag{5}$$

其中, $A=669563$; $B=-0.2455 \times 10^{-3}$; $F(S_r)=n=e^{(-4.772+0.0418r)}$. R_{2-7} 试样的初始剪切模量 G_0 可表示为

$$G_0 = 69748 \bar{\sigma}_0^{0.207} \text{ (kPa)}, \tag{6}$$

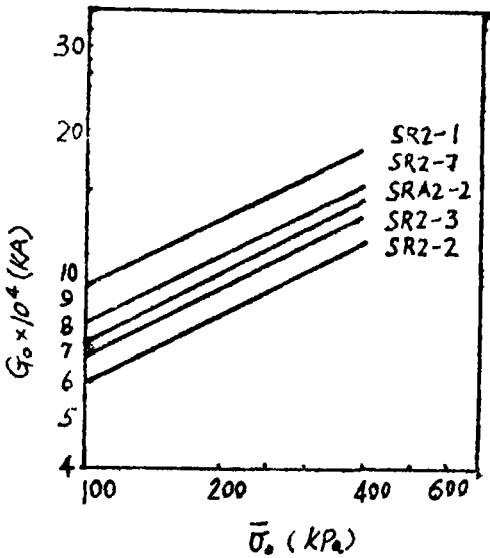


图1 初始剪切模量 G_0 与有效围压 $\bar{\sigma}_0$ 的关系

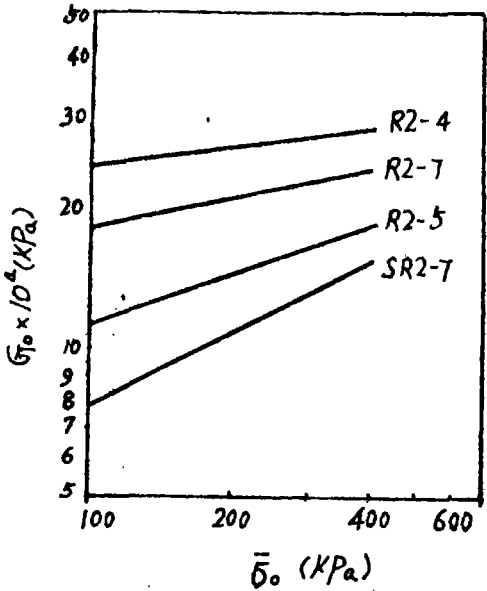


图2 初始剪切模量 G_0 与有效围压 $\bar{\sigma}_0$ 的关系

表2 拟合后的 A, n 值

因 素	土 样 编 号			
	R_{2-4}	R_{2-7}	R_{2-5}	SR_{2-7}
A (kPa/m)	128314.60	69747.75	18553.99	5815.26
n	0.138	0.207	0.385	0.504

从以上分析可得出如下结论:在其它条件相同的情况下,有效围压对非饱和和花岗岩残积土的影响不是一个常量,而是饱和度的函数. $G_0 \propto \bar{\sigma}_0^n, n \propto S_r$. 当饱和度由小趋于100%时, n 值亦从小量趋近于0.5.

1.2 时间效应

影响时间效应的主要因素有有效围压、土的结构、平均粒径和饱和度等. 本试验针对四个因素进行试验研究. 在共振柱上进行了三组试验,分别为天然状态下的原状土,饱和原状土和与之相同物理参数的饱和重塑土. 试验方案及试验结果见表3. 图3为试验的 G_0-t 曲线. 从试验结果得出如下三点结论. (1)花岗岩残积土的剪切模量增长率 $N_0=9.86-13.46\%$, 时间效应

十分显著. 在主固结阶段, 模量的增长主要是因为集合体内大孔隙体积的收缩引起, 由于残积土内的胶态氧化铁的胶结作用, 阻碍了外荷的压密作用, 使得大量微孔隙仍保留在土中. 次固结阶段, 在外力的继续作用下, 集合体内存在的大量微孔隙体积将继续收缩. 土颗粒之间的相对位置发生较大震动, 使得土骨架产生较大的流变作用, 从而导致较大的时间效应. (2) 对于同一试样, 时间效应 G_0 的增长率随有效围压的增大而减小, 这与砂和粘性土的规律一致. (3) 在一定的围压下, 重塑土的 G_0 比对应的原状土低 20%. 但其模量随时间的增长率 N_0 却比对应的原状土高得多.

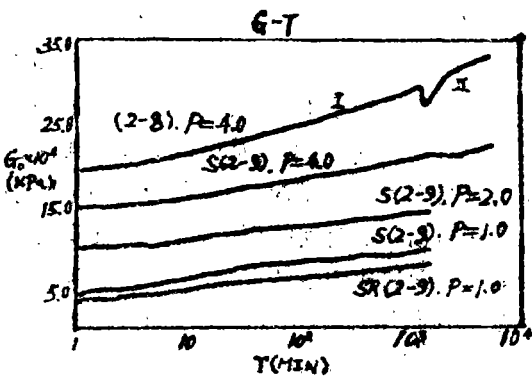


图3 剪切模量 G_0 随时间的增长曲线

表3 时间效应试验方案及试验结果

土样编号	$\omega\%$	$Sr\%$	e	因 素				$N_0 = I_0 / G_{100s}$	
				$\bar{\sigma}_0 / 10^3 \text{ kPa}$	γ	$t(\text{h})$		I	II
2-8	19.18	69.49	0.748	4.0	1.0×10^{-5}	96		12.23	10.63
				1.0	1.0×10^{-5}	24		11.12	
S(2-9)	25.45	92.21	0.748	2.0	1.0×10^{-5}	24		10.20	
				4.0	1.0×10^{-5}	96		9.86	
SR(2-9)	25.26	91.52	0.748	1.0	1.0×10^{-5}	24		13.46	

重塑土由于原结构被破坏, 应力释放, 引起土体模量和强度的降低, 从无侧限抗压强度试验得到这种土的灵敏度为 $St=1.4$, 属于低灵敏度土. 可见, 花岗岩残积土重塑后引起土体刚度和强度的削弱不太显著. 从表3可见, 重塑土的模量增长较对应的原状土高, 超过了其它任何因素的影响程度. 作者以为, 这主要是由以下两个因素引起的. (1) 土的平均粒径, (2) 重塑土的结构. 一般认为, 土的平均粒径 d_{50} 越小, 其时间效应越显著. 因重塑土样在制备时筛去了大于 2mm 的土颗粒, 平均粒径 d_{50} 小于原状土样, 故时间效应明显增长. 从结构来看, 重塑土样在试验时的土体结构尚未趋于稳定状态. 次固结阶段, 在外力作用下, 土体结构趋于稳定状态, 形成高刚度的颗粒结构, 故时间效应较原状土显著.

3 比较分析

对重塑土试验结果进行刚度修正, 得到剪切模量与围压的函数式

$$G_0 = 83698 \bar{\sigma}_0^{0.207} (\text{kPa}), \tag{7}$$

图4为试验结果的剪切波速随深度变化的曲线. 图4直观描述了室内与现场试验结果的差异, 分析得到, 室内试验结果的剪切波速比现场测试结果小 20.7—23.5%, 室内剪切模量比现场的小

37.2—41.5%。造成室内和现场试验结果差异的因素很多,其主要影响因素有:(1)土样的代表性与结构的扰动;(2)固结应力条件的差别;(3)固结时间的不同;(4)试验方法的不同。

室内共振柱试验试样的几何尺寸为 $3.57 \times 8.0 \text{ cm}$,这样小的试样实际上是无法合理地代表现场土体的。曾有人提出室内试验采用离心模型,可以在一定程度上逼近现场情况,这个方法已被一些研究机构采用,并取得较好的效果,但由于设备条件的限制,目前还不能被广泛采用。原状土在取样过程中,不可避免地造成其结构的扰动,对于重塑土,其结构已完全被扰动,结构扰动归结起来有两种情况,一种是应力释放所引起的扰动,另一种是取土时的机械扰动,对扰动土重新施加一定时间的压力,将能使其降低的模量得到恢复。

室内试验的应力条件与现场相对应,包括应力的方向、大小、方向以及应力方向同波传播方向与质点振动方向相对应。现场土体处于偏压状态,采用二维平均有效主应力来模拟现场偏压固结,虽然能取得相近的结果,但在概念上是不正确的,室内试验应尽可能地采用偏压固结的试验方法。在共振柱试验中,剪切波传播的方向为试样轴线方向,质点振动方向为水平切线方向,因此,对原状土沿竖直方向切取试样时,共振柱试验条件接近于现场波速法的条件,也接近于地震动力反应分析的情况。

不同的试验方法都有其特定的使用条件和适用范围,现场波速法测试剪切波速时,由于其激振能量很微小,引起的剪应变很小,约为 10^{-6} ,室内共振柱试验测试的最小应变为 10^{-5} 左右,本文取 $\gamma = 10^{-5}$ 对应的剪切模量来讨论。从试验结果的剪切模量与剪应变的关系可见,剪切模量随剪应变的增大而减小,虽然这种变化在小应变下不显著,但也将在某种程度上引起室内与现场测试结果的差异。

一般情况下,现场土体受已有应力状态的持续作用已有相当长的时间,产生了相应的次固结效应,这一效应应随取样或重塑土样过程的卸荷作用而丧失。室内试验时重新对试样加荷,将产生新的次固结效应,但由于室内试验时间有限,问题短于现场土体的受力时间,二者固结时间不同是引起室内和现场试验结果差异的重要因素,这个差异可通过次固结的时间效应来修正,即

$$(G_0)_r = (G_0)_{1000} [1 + N_0 \cdot \lg(T/1000)] \quad (8a)$$

$$(G_0)_r = (G_0)_i [1 + N'_0 \cdot \lg(T/t_i)] \quad (8b)$$

式中, $(G_0)_r$ —相应于现场土体受力时间 T 的初始剪切模量; $(G_0)_{1000}$ —室内试验第 1000min 时的 G_0 ; $(G_0)_i$ —室内试验主固结完成时的 G_0 ; N_0 —时效的剪切模量增长率; T —现场土体受力时间; t_i —室内试验主固结完成的时间。将室内共振柱试验结果用式(8)修正,按现场土层沉积年代为 1000 年来修正,室内试验与现场测试结果的误差在 10% 以内(图 4)。

通过室内试验与现场测试比较分析,

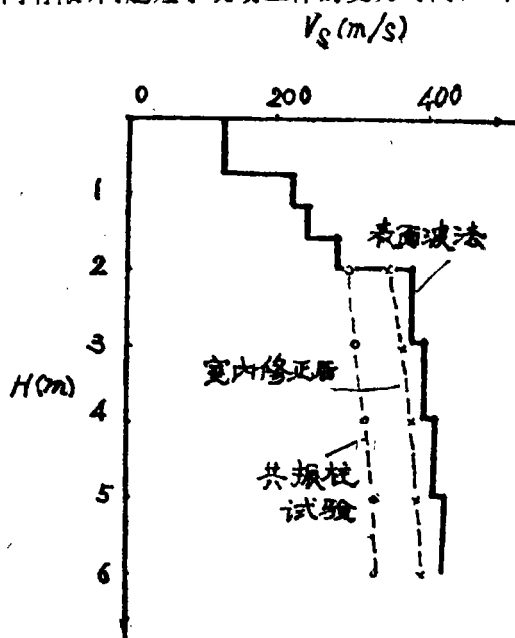


图4 现场与室内 V_s-H 关系曲线

找出二者试验结果的相关性,使得室内试验与现场测试得以互相补充和完善,充分利用室内试验的成果。

4 结论

(1)花岗岩残积土是一种低灵敏度的土,其重塑土的动剪切模量比对应的原状土低20%,其时间效应十分显著, $N_0=9.86-13.46\%$ 。

(2)花岗岩残积土室内共振柱试验的剪切波速比现场表面波法测试结果小20.7—23.5%,室内的剪切模量比现场小37.2—41.5%。

(3)引起室内试验与现场测试结果差异的最主要原因是土样扰动和二者固结时间的不同,因此,用次固结时间效应修正后,室内试验与现场测试结果符合得较好。

参 考 文 献

- [1] Anderson, D. G. & Woods, R. D., *Proc. Conf. In Situ Meas of Soil Prop.*, (1975)6—92.
- [2] Hardin, B. O. & Richart, F. E., *J. SMFD, ASCE*, 89, *SML*, (1963), 33—65.
- [3] Stokoe, K. H., et al, *Use of Rayleigh wave in Liquefaction studies, Measurement and Use of shear wave velocity for Evaluating Dynamic Soil Properties*, Edited by R. D. Woods, ASCE, (1985), 1—17.
- [4] 吴世明等, 利用表面波频谱分析测试土层波速, *地震工程与工程振动*, 8, 4(1988)27—32.
- [5] 吴 炳, 花岗岩风化残积粘性土动力特性的试验研究, *华侨大学学报(自然科学版)* 8, (1986)25—33.
- [6] 李 江、邓 斌, 花岗岩残积土在周期荷载下力学特性的实验研究, *岩土力学*, 10, 4(1989)31—43.

Study on Dynamic Shear Modulus of Granite Residual Soil

Wu Xiaoling Wu Bing

(Department of Civil Engineering)

Lin Ting Chen Yunmin Wu Shiming

(Zhejiang University)

Abstract The dynamic shear modulus of granite residual soil was studied by both indoor test with resonant column apparatus and spectral analysis of surface wave in situ. Undisturbed sample of granite residual soil was compared with remoulded sample; undisturbed soil was also compared with dynamic shear modulus in situ. As a result, the correlation of dynamic shear modulus with undisturbed soil and remoulded soil was revealed.

Key words residual soil, dynamic shear modulus, undisturbed soil, remoulded soil, in situ test, resonant column