

经久昔格达组粉砂和黏土剪模阻特性研究

曾 强¹, 刘文连², 徐则民¹, 田 林¹

(1. 昆明理工大学 土木工程学院, 云南 昆明 650500;

2. 中国有色金属工业昆明勘察设计院, 云南 昆明 650051)

摘要:以西昌经久乡昔格达组粉砂和黏土为研究对象,借助室内动三轴试验,对粉砂和黏土动剪切模量阻尼比特性进行研究。分析试验结果表明:粉砂和黏土的动剪切模量 G_d 均随动剪应变 γ_d 增加而减小,阻尼比 D 均随动剪应变 γ_d 增加而增加,且两者均趋于稳定。动剪切模量 G_d 均随固结围压 σ_{3c} 或固结主应力比 K_c 的增加而增加,且增大趋势明显;阻尼比 D 均随固结围压 σ_{3c} 或固结主应力比 K_c 升高而略有降低,减小趋势相对不明显;黏土在 $10^{-5} \sim 10^{-2}$ 应变范围内等压状态下阻尼比 D 的三种趋势线窄带要比偏压状态要宽,即等应变下参数值 D 变化等压状态要大于偏压状态。粉砂和黏土 $E_{dmax}(G_{dmax})$ 均有随 σ_{3c} 和 K_c 的增大而增大,且数值增加趋势明显; D_{max} 均随 σ_{3c} 和 K_c 的增大而减小,但减小微弱。两种土样在等压固结和偏压固结条件下 G_d/G_{dmax} 和 D/D_{max} 的三条曲线均集中于一条窄带内,且无论是粉砂还是黏土,等压固结条件下的实验点相对于偏压固结条件要发散;等压固结状态下, σ_{3c} 越小, G_d/G_{dmax} 越小, D/D_{max} 越大;偏压固结状态下, K_c 越小, G_d/G_{dmax} 越小, D/D_{max} 越大。粉砂的动剪切模量相对较高,阻尼比相对较小,故其动力特性相对较好,相对不易产生动力破坏。

关键词: 昔格达组;粉砂;黏土;动剪切模量;阻尼比

中图分类号: TU411.8

文献标识码: A

文章编号: 1000-3665(2014)04-0080-07

形成于新近纪上新世(N_2)—第四纪早更新世(Q_1)的半成岩河湖相沉积物——昔格达组地层,在我国西南地区分布面积达 $4 \times 10^4 \text{ km}^2$,主要由灰绿色、灰黑色、灰黄色黏土岩、粉砂质黏土岩和粉砂岩组成^[1],其在我国西南部的攀西地区和元谋地区的江河流域山间河谷地带和盆地区域的分布尤其广泛,以攀枝花市和安宁河谷地层沉积厚度和分布范围较大。

多数人认为昔格达地层是极软岩,但也有少数人将其划分为硬土—软岩^[2]。虽然昔格达组土体的不均匀系数大于 5,属不均匀土,有较好的动力学特性^[3],但半成岩昔格达组地层因形成时代新、成岩程度低、岩层节理裂隙较发育、具崩解性和一定的膨胀性,且沿现代河分布、抗侵蚀能力差,抗风化能力弱,工程性质很差,容易产生滑坡等地质灾害。

另外,昔格达组地层分布区工程地质条件复杂,地震烈度高,地壳安全性较差,降雨充沛,气候潮湿,加之攀西地区沿安宁河一带都处于大断裂带^[4],昔格达组斜坡失稳、地基失稳等工程问题十分严重。鉴于此,开展昔格达组岩土体动力特性研究具有重要的实际指导意义。

西昌昔格达组地层分布于攀西地区,是世界少有的资源、能源富集区,其上集聚西昌航天城、西攀高速公路、攀钢西昌钒钛钢铁新基地(在建)等基础设施,物流业发达,因此西昌地区不仅存在地震动荷载,而且交通荷载发生频率较高,这种循环作用有可能使路基产生强度破坏和累积变形过大等问题^[5]。岩土体的动剪切模量和阻尼比两个基本动力参数研究是土动力学的热点问题,截至目前,既有文献对昔格达组沉积地层的研究主要集中在不同区域昔格达组地层形成的时代归属、形成机制和一般工程地质特征方面^[6],除文献[1]和[6]对西昌昔格达组地层的两类土样(粉砂和黏土)的应力—应变关系模型和大应变条件下的土体动抗液化特性分别进行过研究外,对西昌昔格达组沉积地层的动力特性方面的研究还相对较少。本文以西昌经久乡昔格达组粉砂和黏土为研究对象,借助室内动三轴试验,对粉砂和黏土动剪切模量阻尼比特性进行了较深入的研究,为经久昔格达组地层场地工

收稿日期: 2013-09-11; **修订日期:** 2013-10-30

基金项目: 国家自然科学基金、云南联合基金重点项目资助(U1033601);国家自然科学基金资助(40572159, 40772189)

作者简介: 曾强(1987-),男,博士研究生,主要从事岩土体力学和工程地质研究。

E-mail: zeng_qiang88@163.com

通讯作者: 徐则民(1963-),男,教授,博士生导师。

E-mail: abc5100@188.com

程建设提供理论依据和参考。

1 试验内容

1.1 实验仪器及土样

实验仪器主机为 DZ78-1 型电磁式动三轴仪, 激振器在三轴压力室试件上方, 活塞与激振器动圈之间为力传感器。应力传感器为 BLR-1-型, $F_{dmax} = 2\text{kN}$; 孔压传感器 AK-1 型, 航天工业总公司 701 研制生产, 量测范围 $0 \sim 1\text{MPa}$; 由中国水利水电科学研究设计院研制的大量程位移传感器为 (HP-DC-LVDT) DA-10 型, 小量程位移传感器为 DA-2 型。测控系统为 DDS-30 型试验系统。微机信号发生板发出给定信号→功率放大器→传感器→动态应变放大仪→数据采集板→数据反馈存储于微机, 计算机自动处理各种信号, 生成相应的数据文件, 然后进行数据整理分析。

试验共 2 种土样, 即西昌经久昔格达组粉砂和黏土, 所用土样均取于西昌经久攀钢西昌钒钛钢铁新基地。动剪切模量阻尼比试验试样均采用削土器原状制样 (应尽量避免对原状土的削样扰动), 试样尺寸均为 $D \times H = 50.0\text{mm} \times 110.0\text{mm}$, 试验测得粉砂天然重度约 19.6kN/m^3 , 塑限为 23.75%, 液限为 40.24%; 黏土天然重度约 20kN/m^3 , 塑限为 26.31%, 液限为 46.44%。2 种试样均不进行饱和直接上机安装进行固结。所有试样均采用双面排水固结, 2 种土样固结持续时间均大于 6h, 固结完成后即开机作动, 施加循环动荷载。本次动三轴试验小量程位移传感器动应变可量测到 $\varepsilon_d = (4 \sim 5) \times 10^{-6}$ 。试验操作均遵照 SL237-1999《土工试验规程》^[7] 进行。

1.2 试验方法

2 种土样均进行动模量阻尼比试验。动模量阻尼比试验每种土样做 6 组, 等压固结 ($K_e = 1.0$; $\sigma_{3c} = 100、200、400\text{kPa}$)、偏压固结 ($K_e = 1.0、1.5、2.0$; $\sigma_{3c} = 100\text{kPa}$) 各 3 组, 每组试样个数均 ≥ 5 。试样方案如表 1。

表 1 粉砂和黏土动力参数试验方案
Table 1 Testing scheme of silt and clay's dynamic parameters

土样	固结围压 σ_{3c} (kPa)	固结应力比 K_e	天然密度 ρ (g/cm ³)	振动频率 (Hz)	振动 波形
粉砂	100	1 1.5 2	1.96	1	正弦波
	200	1			
	400	1			
黏土	100	1 1.5 2	2	1	正弦波
	200	1			
	400	1			

2 最大动模量 $E_{dmax} (G_{dmax})$ 和最大阻尼比 D_{max} 的建议值及结果

文献[8]建议: 无论是动力模型还是静力模型 (例如 Duncan-Chang 模型), 均定义初始动模量 E_{d0} 或动剪切模量 G_{d0} 是 $\varepsilon_d \rightarrow 0$ 的模量。土体此时处于弹性状态, 也称弹性模量或最大动模量。常规的求取方法是在普通直角坐标系统中, 绘制 $\varepsilon_d / \sigma_d \sim \varepsilon_d$ 关系曲线, 在图中 $\varepsilon_d = 0$ 处截取纵标 $a = 1/E_{d0}$ 。在图 1 和图 2 中 $\varepsilon_d = 10^{-5} \sim 10^{-6}$ 范围内的 E_d 或 G_d 变化非常小, 曲线近似趋于平台, E_d 或 G_d 接近于常数, 表明土体处于弹性状态, 因此取 $\varepsilon_d = 10^{-6}$ 对应的 E_d 作为 E_{d0} , 相应的 G_{d0} 通过 E_{d0} 转化得到。

确定最大阻尼比 D_{max} 的值比较困难, 一般有两种方法: (1) 试验法。应力应变水平较小时, 其滞回圈面积一般较小, 阻尼比 D 也较小, 此时由阻尼比经典计算公式求得的结果误差很大; 应力应变水平较高时, 足够大的滞回圈可较准确地确定 D , 当 $\varepsilon_d > 3 \times 10^{-3}$ 时, 试验点变化较小, 曲线趋于平台, 取其渐进常数作为 D_{max} 。本文即采用此法。(2) 经验公式法。使用经验公式, 有时会因土性差异使计算结果出现较大偏差。使用 Hardin 经验公式, 多数 D_{max} 在 20% ~ 30% 范围, 本文试验得出的粉砂 D_{max} 值在 ($K_e = 1.0, \sigma_{3c} = 100\text{kPa}、200\text{kPa}$) 均超出此范围, 而黏土 D_{max} 值全部超出, 但偏差相对不大。

粉砂和黏土在不同试验条件下的 $E_{dmax}、G_{dmax}、D_{max}$ 见表 2。

表 2 粉砂、黏土不同应力条件下的 $E_{dmax}、G_{dmax}、D_{max}$
Table 2 $E_{dmax}、G_{dmax}、D_{max}$ of silt and clay under different stress conditions

	K_e	σ_{3c} (kPa)	E_{dmax} (MPa)	G_{dmax} (MPa)	D_{max} (%)
粉砂	1.0	100	237	94.8	31.2
	1.0	200	333	133.2	30.6
	1.0	400	431	172.4	28.6
	1.0	100	238	95.2	30.1
	1.5	100	326.3	130.5	28.1
	2.0	100	417.7	167.1	27.7
黏土	1.0	100	212.9	78.9	32.8
	1.0	200	321.1	118.9	31.5
	1.0	400	424.1	157.1	30.5
	1.0	100	216.2	80.1	31.9
	1.5	100	317.9	117.7	31.3
	2.0	100	416.4	154.2	30.1

由表 2 可看出, 在 $K_e = 1.0, \sigma_{3c} = 100\text{kPa}$ 时, 粉砂 E_{dmax} 值分别为 237MPa 和 238MPa, 数值变化不大, G_{dmax}

和 $D_{\max}$ 状况也一样,且黏土 $E_{d\max}$ 、 $G_{d\max}$ 及 $D_{\max}$ 的数值变化也是同样,说明在本文试验中削样质量、扰动状况、橡胶膜厚度和质量、透水石和滤纸、温度、仪器操作和试样安装等可能存在的因素不是影响动剪切模量和阻尼比的主要因素。

动模量阻尼比的影响因素有 13 ~ 15 个^[9],其中 4 个主要影响因素是动应变幅、固结围压 σ_{3c} 、固结主应力比 K_c 、相对密度,另外不同土类、粒径大小和级配、加荷频率和周次及饱和度等因素也有一定程度的影响^[10]。本文主要研究在小应变条件下动应变幅、固结围压、固结应力比对粉砂和黏土动剪切模量和阻尼比的影响。

3 试验数据处理、结果及分析

3.1 动剪切应力 τ_d 与动剪切应变 γ_d 的关系曲线

影响土体动剪应力-动剪应变关系曲线形态的因素众多,只有在一定条件下的动剪应力-动剪应变关系曲线才能近似用双曲线模型表示^[11]。在本文研究的固结应力条件 ($K_c = 1.0、1.5、2.0$, $\sigma_{3c} = 100、200、400\text{kPa}$) 下,低固结主应力比或低围压情况下的动剪应力-动剪应变关系用双曲线模型拟合误差较大。文 [1] 和 [6] 研究的西昌昔格达组粉砂和黏土动剪应力-动剪应变关系曲线可近似用幂函数模型表示。

3.2 动剪切模量 G_d (E_d) 和阻尼比 D 与动剪应变 γ_d (ε_d) 的关系曲线

土体是一种强烈的非线性材料,即使是最大动剪切模量相同,动模量衰减曲线和阻尼比衰减曲线的差异也将对场地地震反应产生重大影响^[12]。从而有必要对动模量阻尼比与固结围压或固结应力比之间的规律进行深入研究。Hardin B O 等定义应力应变滞回圈顶点连线的斜率为动弹性模量 E_d (G_d),即公式:

$$E_d = \sigma_d / \varepsilon_d \quad (1)$$

$$\text{或 } G_d = \tau_d / \gamma_d \quad (2)$$

式中: σ_d (τ_d)、 ε_d (γ_d)——轴向动(剪切)应力和轴向动(剪切)应变。

假定材料符合线弹性关系,可将动模量 E_d 转化为动剪切模量:

$$G_d = \frac{E_d}{2(1 + \mu)} \quad (3)$$

对于西昌经久乡昔格达组粉砂泊松比取 $\mu = 0.25$,黏土取 $\mu = 0.35$ 。

注意在计算动剪切模量 G_d 时应采用 45° 面上最大剪切应力 τ_d :

$$\tau_d = \sigma_d / 2 \quad (4)$$

联立公式(1)(2)(3)(4)即可得到 γ_d :

$$\gamma_d = (1 + \mu) \varepsilon_d \quad (5)$$

实验得到的动模量阻尼比参数值如表 3,通过公式推导可求出 G_d 和 γ_d 。本文求得的 G_d 和 γ_d 值直接在图形上表示,此处不再赘述。

表 3 粉砂、黏土动力参数

Table 3 Dynamic parameters of silt and clay

	动应变 ε_d	1E-06	5E-06	1E-05	2E-05	5E-05	1E-04	2E-04	5E-04	1E-03	2E-03	5E-03	1E-02
粉砂	动模量 E_d (MPa)	333	327	321.5	303	240	190	142.5	97	75	52	28	19
	动模量比 R_E	1	0.98	0.97	0.91	0.72	0.57	0.42	0.29	0.22	0.16	0.08	0.05
	阻尼比 D (%)	0	0.5	1	2.8	8.4	13	17.5	21.7	23.8	26	28	29
	动应变 ε_d	1E-06	5E-06	1E-05	2E-05	5E-05	1E-04	2E-04	5E-04	1E-03	2E-03	5E-03	1E-02
黏土	动模量 E_d (MPa)	321.1	320	314.5	294	234	184	140	93	66	43	26	18
	动模量比 R_E	1	0.99	0.98	0.91	0.73	0.58	0.44	0.29	0.2	0.14	0.08	0.06
	阻尼比 D (%)	0	0.2	0.5	2.8	8.4	13.5	17.8	22.5	25.1	27.2	29.1	30

土体应力-应变关系中的滞回圈反映了应变对应力的滞后性,表现土的黏性特性。在其滞回圈中由于阻尼的影响,应力最大值与应变最大值并不同相位,变形滞后于应力^[13]。 D 的经典计算方法是先用椭圆曲线来拟合应力-应变滞回圈:

$$D = A_L / 4\pi A_T \quad (6)$$

式中: A_L 、 A_T ——滞回圈面积和四分之一滞回圈与 X 轴围成的三角形面积。

然而,根据所得到的试验结果,实测的滞回圈并不是标准的椭圆。因此采用椭圆拟合的方法难免存在人

为影响因素,难以准确测量,且误差很大,同时该计算方法繁琐,工作量大^[14]。同时本文实验由式(6)得到的实验结果离散性较大,且小应变时经常出现较大阻尼,因此采用 Hardin 经验公式求全变形范围内阻尼比 D :

$$\frac{D}{D_{\max}} = 1 - \frac{G_d}{G_{d\max}} \quad (7)$$

式中: $D_{\max}$ 、 $G_{d\max}$ ——最大阻尼、最大动剪切模量。

综上所述,根据求得的粉砂和黏土动力特性基本参数值,可以分别把等压固结应力和偏压固结应力条

件下的 G_d 和 D 与 γ_d 的关系曲线组合成双 Y 轴图 (图

1、图 2)。

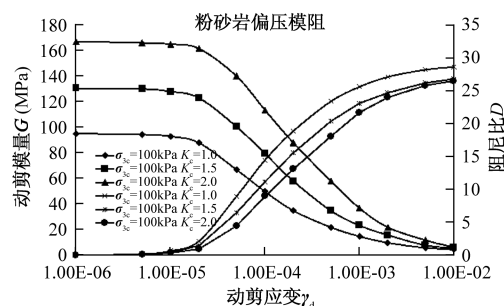
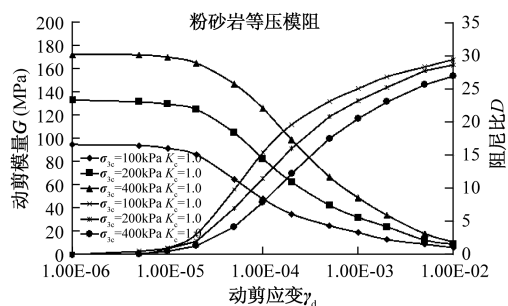


图 1 粉砂模阻与应变关系曲线

Fig. 1 Relation curve of silt's mold resistance and strain

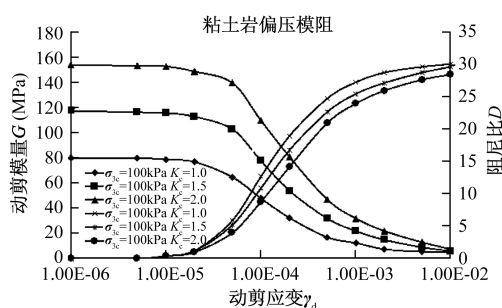
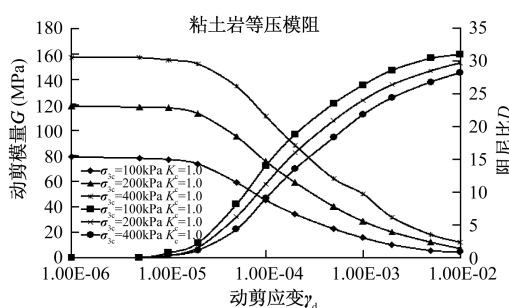


图 2 黏土模阻与应变关系曲线

Fig. 2 Relation curve of clay's mold resistance and strain

图 1 和图 2 表明:2 种土样的 G_d 均随 γ_d 增加而减小, D 均随 γ_d 增加而增加, 且两者均趋于稳定, 如粉砂等压固结 ($K_c = 1.0$, $\sigma_{3c} = 100\text{kPa}$) 条件下, $\gamma_d = 10^{-6}$ 时 $G_d = 94.8\text{MPa}$, $\gamma_d = 10^{-2}$ 时 $G_d = 6\text{MPa}$, G_d 减小近 15 倍; $\gamma_d = 5 \times 10^{-6}$ 时 $D = 0.1$, $\gamma_d = 10^{-2}$ 时 $D = 29.4$, 增加 293 倍。 G_d 均随 σ_{3c} 或比 K_c 增加而增加, 且增大趋势明显, 如黏土等压固结 ($K_c = 1.0$, $\sigma_{3c} = 100\text{kPa}, 200\text{kPa}$) 条件下在 $\gamma_d = 10^{-5}$ 时 G_d 分别为 77MPa 和 117.5MPa , 两者相差 40.5MPa ; 由于固结围压或固结应力比均能引起土颗粒间的空隙减小, 增大土颗粒间的有效接触应力, 从而增大土体的动模量。 D 均随 σ_{3c} 或 K_c 升高而略有降低, 减小趋势相对不明显。从图 2 明显可看出黏土在 $10^{-5} \sim 10^{-2}$ 应变范围内等压状态下 D 的 3 条趋势线窄带要比偏压状态下要宽, 即等应变下参数值 D 变化等压状态要大于偏压状态。同时根据上述结论, 在应变一定情况下, 无论是等压固结还是偏压固结, 粉砂和黏土的 $E_{d\max}(G_{d\max})$ 均有随 σ_{3c} 和 K_c 的增大而增大的趋势,

且数值增加趋势明显, 如表 2 黏土 ($K_c = 1.0$, $\sigma_{3c} = 100\text{kPa}, 200\text{kPa}$) 应力条件下 $E_{d\max}$ 由 212.9MPa 增加到 321.1MPa , 增幅近 51%, $G_{d\max}$ 由 78.9MPa 增加到 118.9MPa , 根据 2 种土样的幂函数模型, $E_{d\max}(G_{d\max})$ 与 σ_{3c} 或 K_c 同样存在此种关系; $D_{\max}$ 均随 σ_{3c} 和 K_c 的增大而减小, 但减小微弱, 如表 2 粉砂在 ($K_c = 1.0$, $\sigma_{3c} = 100\text{kPa}, 200\text{kPa}$) 条件下 $D_{\max}$ 值分别为 31.2% 和 30.6%, 减小 0.6%。

3.3 动剪切模量比 $R_G(R_E)$ 和 $D/D_{\max}$ 与动剪应变 γ_d (ε_d) 的关系曲线

前文求取最大动模量 $E_{d\max}(G_{d\max})$ 和最大阻尼比 $D_{\max}$ 后, 可以求出 $R_G(R_E)$ 。

$$R_E = E_d/E_{d\max} \quad (8)$$

$$R_G = G_d/G_{d\max} \quad (9)$$

$$\text{且有: } R_E = R_G \quad (10)$$

通过实验, 本文只给出了粉砂和黏土在等压固结和偏压固结条件下的 $G_d/G_{d\max}$ 和 $D/D_{\max}$ 随 γ_d 变化的曲线 (图 3、图 4)。

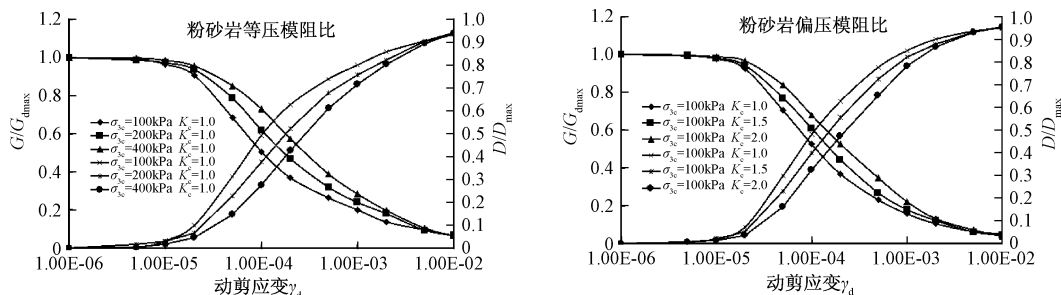


图3 粉砂模阻比与应变关系曲线

Fig. 3 Relation curve of silt's mold resistance ratio and strain

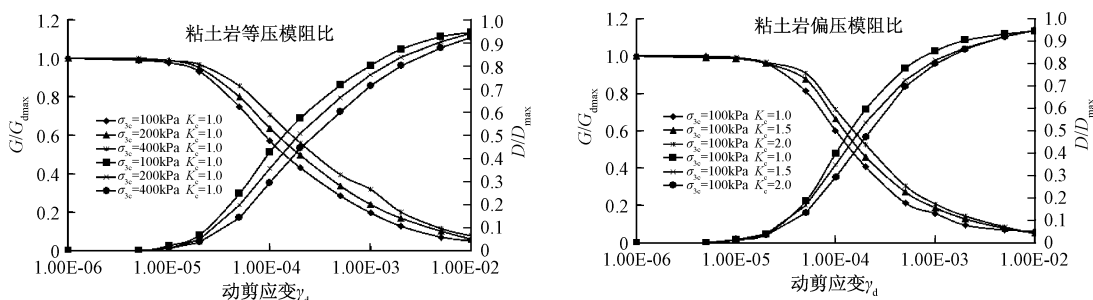


图4 黏土模阻比与应变关系曲线

Fig. 4 Relation curve of clay's mold resistance ratio and strain

图3和图4表明:粉砂和黏土在等压固结和偏压固结条件下 G_d/G_{dmax} 和 D/D_{max} 的3条曲线均集中于一条窄带内,且无论是粉砂还是黏土,等压固结条件下的实验点相对于偏压固结条件要发散。2种土样等压固结状态下, σ_{3c} 越小, G_d/G_{dmax} 值越小, D/D_{max} 值越大;偏压固结状态下, K_c 越小, G_d/G_{dmax} 值越小, D/D_{max} 值越大。

4 结论

(1)攀西地区西昌经久昔格达组粉砂和黏土的动剪切模量均随动剪应变增加而减小,阻尼比均随动剪应变增加而增加,且两者均趋于稳定。动剪切模量均随固结围压或固结主应力比的增加而增加,且增大趋势明显;阻尼比均随固结围压或固结主应力比升高而略有降低,减小趋势相对不明显;黏土在 $10^{-5} \sim 10^{-2}$ 应变范围内等压状态下阻尼比的三种趋势线窄带要比偏压状态下要宽,即等应变下,等压状态下的阻尼比变化要大于偏压状态。

(2)无论是等压固结还是偏压固结,粉砂和黏土的 E_{dmax} (G_{dmax}) 均有随 σ_{3c} 和 K_c 的增大而增大的趋势,且数值增加趋势明显; D_{max} 均随 σ_{3c} 和 K_c 的增大而减小,但减小微弱。

(3)2种土样在等压固结和偏压固结条件下 G_d/G_{dmax} 和 D/D_{max} 三条曲线均集中于一条窄带内,且

无论是粉砂还是黏土,等压固结条件下的实验点相对于偏压固结条件要发散;等压固结状态下, σ_{3c} 越小, G_d/G_{dmax} 值越小, D/D_{max} 值越大;偏压固结状态下, K_c 越小, G_d/G_{dmax} 值越小, D/D_{max} 值越大。

(4)影响动模量阻尼比的因素较多,本文主要考虑了动应变幅、固结围压、固结主应力比对粉砂和黏土的动剪切模量和阻尼比的影响。另外还有土样相对密度等其他重要影响因素,使用时应加以考虑。粉砂的动剪切模量相对较高,阻尼比相对较小,故其动力特性较好,相对不易产生动力破坏。

参考文献:

- [1] 张家明,徐则民,刘文连. 西昌昔格达组粉砂岩动力特性研究[J]. 实验力学,2012,27(6):741-749. [ZHANG J M, XU Z M, LIU W L. On the dynamic characteristics of Xigeda formation siltstone in Xichang city [J]. Experimental Mechanics, 2012, 27(6):741-749. (in Chinese)]
- [2] 刘惠军,聂德新. 昔格达地层研究综述[J]. 地球科学进展,2004,19(增1):80-82. [LIU H J, NIE D X. The overview of the Xigeda Strata' study [J]. Advance in Earth Sciences, 2004, 19(s 1):80-82. (in Chinese)]
- [3] 焦春丽,何昌荣,张文举. 昔格达土的动力特性研

- 究[J]. 四川水利, 2003(5): 33 - 36. [QIAO C L, HE C R, ZHANG W J. On the dynamic characteristics of Xigeda soil[J]. Sichuan Hydraulic Engineering, 2003(5): 33 - 36. (in Chinese)]
- [4] 连煜皓, 何昌荣, 韩荣荣. 昔格达土的动力特性研究[J]. 路基工程, 2009(6): 123 - 124. [LIAN Y H, HE C R, HAN R R. On the dynamic characteristics of Xigeda soil[J]. Subgrade Engineering, 2009(6): 123 - 124. (in Chinese)]
- [5] 孔祥辉, 蒋关鲁, 王智猛. 循环荷载下红层泥岩土的动态特性[J]. 水文地质工程地质, 2012, 39(4): 75 - 79. [KONG X H, JIANG G L, WANG Z M. Dynamic characteristics of red-mudstone soils under cyclic loads [J]. Hydrogeology & Engineering Geology, 2012, 39(4): 75 - 79. (in Chinese)]
- [6] 张家明, 刘文连, 徐则民, 等. 西昌昔格达组黏土岩动力特性试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2012, 32(1): 154 - 160. [ZHANG J M, LIU W L, XU Z M, et al. On the dynamic characteristics of Xigeda formation clay Stone in Xichang city [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2012, 32(1): 154 - 160. (in Chinese)]
- [7] SL 237 - 1999 土工试验规程[S]. 北京: 中国水利水电出版社, 1999. [SL237 - 1999 Soil test procedures [S]. China Water Power Press, 1999. (in Chinese)]
- [8] 何昌荣. 动模量和阻尼的动三轴试验研究[J]. 岩土工程学报, 1997, 19(2): 39 - 48. [HE C R. Dynamic triaxial test of dynamic modulus and damping research [J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1997, 19(2): 39 - 48. (in Chinese)]
- [9] HARDIN B O, DRNEVICH V P. Shear modulus and damping in soils: measurement and parameter effects [J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 1972, 98(SM6): 603 - 624.
- [10] 吴世明, 徐攸在. 土动力学现状与发展[J]. 岩土工程学报, 1998, 20(3): 125 - 130. [WU S M, XU Y Z. Development and present situation of soil dynamics [J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1998, 20(3): 125 - 130. (in Chinese)]
- [11] 李又云, 谢永利, 刘保健. 路基压实黄土动力特性的试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 28(5): 1037 - 1046. [LI Y Y, XIE Y L, LIU B J. Experimental study on the dynamics characteristics of roadbed compaction loess [J]. Journal of rock mechanics and engineering, 2009, 28(5): 1037 - 1046. (in Chinese)]
- [12] 刘方成, 尚守平, 王海东. 固结压力相关的黏土动力特性模型研究及应用[J]. 岩土力学, 2010, 31(5): 1437 - 1444. [LIU F C, SHANG S P, WANG H D. Consolidation pressure relate to the research and application of the dynamic characteristics of clay model [J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 31(5): 1437 - 1444. (in Chinese)]
- [13] 吴世明, 等. 土动力学[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2000. [WU S M, et al. soil dynamics [M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2000. (in Chinese)]
- [14] 王艳丽, 胡勇. 饱和砂土动力特性的动三轴试验研究[J]. 地下空间与工程学报, 2010, 6(2): 295 - 299. [WANG Ya L, HU Y. Dynamic triaxial test and research on the dynamics characteristics of saturated sandy [J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2010, 6(2): 295 - 299. (in Chinese)]

Characteristics of shear modulus and damping of the silt and clay of the Xigeda Group in Jingjiu

ZENG Qiang¹, LIU Wen-lian², XU Ze-min^{1*}, TIAN Lin¹

(1. Department of Civil Engineering, Kunming University of Science and Technology, Kunming, Yunnan 650500, China;

2. Kunming Prospecting Design Institute of China Nonferrous Metals Industry, Kunming, Yunnan 650051, China)

Abstract: Characteristics of dynamic shear modulus and damping ratio of silt and clay of the Xigeda Group in Xichang are examined by means of indoor dynamic triaxial tests. The results show that the dynamic shear modulus G_d of the silt and clay decreases with the increasing dynamic shear strain γ_d . The damping ratio D increases with the increasing dynamic shear strain γ_d , and both tend to be stable. The dynamic shear modulus

G_d increases with the increasing confining pressure σ_{3c} or consolidation principal stress ratio K_c , and the increasing trend is evident. The damping ratio D slightly decreases with the increasing confining pressure σ_{3c} or consolidation principal stress ratio K_c , and the reducing tendency is relatively insignificant. As the clay's strain state is at 10^{-5} - 10^{-2} , the damping ratio D 's three trend lines fall in a narrowband under the isobaric consolidation conditions, which seems to be wider than that of the bias consolidation pressure conditions, namely, changes in parameter D under isostatic state is more than that under the bias conditions. The silt and clay's E_{dmax} (G_{dmax}) increases with the increasing σ_{3c} and K_c , and the trend is clearly. D_{max} decreases with the increasing σ_{3c} and K_c , but the decrease is weak. Modulus-damping ratio's three curves of the two kinds of soil samples under the isobaric consolidation conditions and the bias consolidation pressure conditions fall in a narrow band, and whether it is silt or clay, the test point under isobaric consolidations relatively diverges to that of the bias. In the isobaric consolidation states, the smaller the σ_{3c} , the lower the G_d/G_{dmax} , and the greater the D/D_{max} . But in the bias consolidation pressure states, the smaller the K_c , the lower the G_d/G_{dmax} , and the greater the D/D_{max} . The dynamic shear modulus of silt is relatively high, and the damping ratio is relatively small. Thus the dynamic characteristics are relatively good and relatively difficult to produce dynamic failure.

Key words: Xigeda formation; silt; clay; dynamic shear modulus; damping ratio

责任编辑:张明霞

(上接第 79 页)

A study of the stress-strain relationship of structural soft soil based on the Duncan-Chang model

YANG Ai-wu^{1,2}, LIANG Chao¹

(1. Key Laboratory of Soft Soil Characteristics and Engineering Environment of Tianjin, Tianjin Chengjian University, Tianjin 300384, China; 2. State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan, Hubei 430071, China)

Abstract: Mechanical properties of soil are significantly affected by its structural behavior. The structural behavior of marine soft soil in the Tianjin region is analyzed based on one-dimensional consolidation tests and triaxial compression tests. The conclusion is drawn that the structural yield stress varies with test conditions. Change in the rate of structural damage with the confining pressure is described by using the correlation between rigidity ratio and strain. The rate of structural damage increases with the rising confining pressure before the structure yield, reaches a peak value when the confining pressure is equal to the structural yield stress, and gradually falls after the structure yield. The function expression between the initial tangent modulus and the deviatoric stress is found and a figure like the inverted parabolic shape is shown. Considering the influence of the confining pressure and the deviatoric stress, the modified Duncan-Chang model of structural soils is obtained. The result of this model is so well verified by the corresponding test data that the stress-strain curve of structural soils can be characterized by this model.

Key words: structural characteristics; structural yield stress; damage rate; stiffness ratio; Duncan-Chang model

责任编辑:张明霞