

DOI : 10.16285/j.rsm.2015.S1.079

海洋沉积土动剪切模量与阻尼比的试验研究

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

(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. Department of Geological Sciences, Jahangirnagar University, 达卡 1342, 孟加拉国)

摘 要: 动剪切模量和阻尼比是工程场地地震安全性评价及地基动力反应分析的重要动力学参数。为评价某海域海洋土的动力学特性, 对 10.3 ~ 84.2 m 深度范围内的海底淤泥质粉质黏土、粉砂及细砂开展共振柱试验。利用双对数模型建立了最大动剪切模量随土体覆压力的递增关系。研究发现, 现有规范的剪切模量比与阻尼比的推荐取值并不适用于海洋沉积土, 即使考虑借鉴以往研究成果也必须将其限制在一定的应变范围, 并应考虑土体的天然应力状态取值。利用马丁-达维登科夫 (Martin-Davidenkov) 模型及阻尼比与剪应变的经验关系建立了剪切模量比和阻尼比随剪应变的变化规律, 并由此提出了适用于海洋沉积土的 $5 \times 10^{-6} \sim 10^{-3}$ 应变范围内剪切模量比及阻尼比的推荐值。研究成果可为海洋工程场地的设计、施工及抗震分析提供技术参考依据。

关键词: 海洋沉积土; 共振柱试验; 动剪切模量; 阻尼比

中图分类号: TU 443

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 7598 (2015) 增 1 - 0459 - 06

Testing study of dynamic shear modulus and damping ratio of seabed sediment

YIN Song¹, ZHANG Xian-wei¹, KONG Ling-wei¹, Hossain Md Sayem^{1,2}

(1.State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences,

Wuhan, Hubei 430071, China; 2. Department of Geological Sciences, Jahangirnagar University, Dhaka 1342, Bangladesh)

Abstract: Dynamic shear modulus and damping ratio are two important parameters for seismic safety assessment of engineering site and earthquake response analysis of foundation. In order to evaluate the dynamics of seabed sediment of the selected area, the 10.3-84.2 m depth range of mucky silty clay, silt and fine sand are analyzed by using resonant column tests. The double logarithmic model has been built for the increasing trend of maximum shear modulus with overburden pressure. The research suggests that the existing standard values of shear modulus ratio and damping ratio are not suitable for seabed sediment, even the previous research results are just applied to a certain degree of strain range and natural stress state. Martin-Davidenkov model and the empirical relationship between damping ratio and shear strain has been used to build the variation law of shear modulus ratio and damping ratio with shear strain; and the dynamic shear modulus ratio and damping ratio of $5 \times 10^{-6} - 10^{-3}$ strain range are used as recommended values. The study results may provide technical reference for marine engineering design, construction and seismic analysis.

Keywords: seabed sediment; resonant column test; dynamic shear modulus; damping ratio

1 引 言

随着我国工程建设范围的推广以及海洋工程的发展, 海洋土类工程场地面积逐年增加, 工程规模与难度逐年增大。在这类工程场地地震安全性评价及地基动力反应分析中海洋土的动剪切模量 G 和阻尼比 D 取值的合理性将直接影响到工程结构的安全性和经济性, 对其进行室内试验研究对工程建设具有重要意义。然而, 目前对陆地上不同地区、不同

工程地质条件的土的动力学参数研究较多且比较集中^[1-2], 而对于海洋沉积土的动力学特性, 限于海上钻探工作存在的困难和海洋土动力学参数的不确定性, 仍存在试验数据少、统计结果离散性大、力学机制不明确等问题^[3-4], 导致进行海洋土地震反应分析遇到土力学参数资料不全的情况时一般仍是参考规范及研究经验值, 但研究表明^[4]一些由陆地上典型土力学参数的经验值对海洋土体并不具有通用性。因此, 考虑海洋土的特殊土性与海域区域性,

收稿日期: 2015-03-06

基金项目: 国家自然科学基金 (No.51179186, No.41102200)

第一作者简介: 尹松, 男, 1987 年生, 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: flysong1314@126.com

统计合理且具有一定针对性的海洋沉积土动力学参数以及评价方法就显得尤其重要,可为海洋工程场地的设计、施工及抗震分析提供技术依据。

基于以上研究现状,本文研究采用共振柱试验方法,探究海洋沉积土动剪切模量和阻尼比随剪应变的衰变规律,分析相应理论模型及经验关系研究海洋沉积土动力衰变特性的合理性,对比分析国内外研究者及规范所建议的推荐值与海洋沉积土动力特性参数的差异性。

2 试样与试验方法

2.1 试样

试验选用样品取自某海域海洋沉积土,利用薄壁取土器采用静压法提取试样,取土深度为 10.3 ~ 84.2 m。沿海深以下依次为淤泥质粉质黏土、粉砂和细砂 3 类土。每类土选取 2 ~ 6 个深度的典型试样进行试验,试样的主要物性指标及其沿深度变化范围见表 1。

2.2 试验原理与方法

根据海洋土实际应力状态下的应变范围,采用共振柱试验方法研究小应变范围内各类土体在循环荷载作用下剪切模量比及阻尼比随剪应变衰变规律。试验仪器为英国 GDS 公司生产的固定-自由型共振柱试验系统(GDS RCA),可以在试样无损的条件下研究中小应变范围内土的动力特性,精度达 10^{-10} 。

试验根据一维波动理论,在一定物理条件和应力条件下的土柱上,施加扭转或弯曲振动,并逐级

改变驱动频率,测得 $10^{-6} \sim 10^{-3}$ 应变范围内不同应变水平下的共振频率,然后切断动力,测试出振动衰减曲线^[5]。试验步骤为 饱和:采用抽真空方法饱和试样,试样尺寸为直径 50 mm,高 100 mm。

固结:参考表 2 中土样的天然应力状态对其等压固结,直至孔压基本消散,应变恒定。共振柱激励:对固结后试样进行共振柱激励试验,整个试验过程均由微机控制。数据处理:根据共振频率、试样密度、试样的几何尺寸及端部条件,计算出试样的动剪切模量 G ,计算公式^[5]为

$$G = \rho(2\pi fh/\beta)^2 \quad (1)$$

式中: G 为土样的动剪切模量; ρ 为土样的质量密度; f 为扭转振动共振频率; h 为土样的高度; β 为扭转振动频率方程的特征值。

阻尼比值计算公式^[5]为

$$D = \frac{1}{2\pi m} \ln \left(\frac{A_N}{A_{N+m}} \right) \quad (2)$$

式中: A_N 为第 N 次的振幅; A_{N+m} 为第 $N+m$ 次的振幅。

为方便对比分析,对 3 类海洋土样编号,分别为 C1 ~ C6 为淤泥质粉质黏土,S1 ~ S6 为粉砂,F1 ~ F2 为细砂,施加的固结压力见表 2。试验用的淤泥质粉质黏土为原状土样,粉砂和细砂为保持原有含水率不变,按照原密度且不添加任何配料条件下制成 50 mm×100 mm 的试样。

表 1 物性试验及颗粒分析成果
Table 1 Physical properties and grain sizes analysis results

土类	深度/m	试验编号	颗粒含量/%			密度/(g/cm ³)		孔隙比 e_0	含水率/%	液限/%	塑限/%	塑性指数	液性指数
			砂砾	粉粒	黏粒	ρ	ρ_d						
淤泥质粉质黏土	10.3	C1	2.00	68.20	29.80	1.78	1.27	1.14	40.36	31.25	21.00	10.25	1.89
	10.8	C2	2.10	64.50	33.40	1.79	1.28	1.13	40.36	30.36	19.99	10.37	1.96
	11.3	C3	3.50	67.30	29.20	1.76	1.26	1.17	40.12	32.00	20.36	11.64	1.70
	11.8	C4	3.60	65.30	31.10	1.79	1.29	1.12	39.31	31.25	20.12	11.13	1.72
	12.3	C5	8.30	72.30	19.40	1.78	1.27	1.15	40.01	30.25	19.36	10.89	1.90
	12.7	C6	9.60	71.20	19.20	1.79	1.29	1.10	38.31	30.24	18.85	11.39	1.71
粉砂	27.2	S1	55.90	41.80	2.30	1.93	1.50	0.78	28.36				
	31.2	S2	62.30	34.50	3.20	1.96	1.54	0.73	26.35				
	34.2	S3	63.30	33.20	3.50	1.97	1.60	0.64	20.10				
	47.2	S4	68.40	29.30	2.30	1.95	1.62	0.69	22.65				
	57.2	S5	68.90	30.10	1.00	1.96	1.59	0.67	23.65				
	67.2	S6	71.70	28.30	0.00	1.96	1.60	0.71	24.63				
细砂	77.4	F1	90.40	9.60	0.00	1.93	1.60	0.72	23.65				
	84.2	F2	93.10	6.90	0.00	1.94	1.59	0.69	22.55				

表 2 试样编号及施加围压
Table 2 Serial number and confining pressure of samples

试验编号	试样类型	取样深度/m	有效围压/kPa
C1 ~ C6	淤泥质粉质黏土	10.3 ~ 12.7	50、55、58、60、63、65
S1 ~ S6	粉砂	27.2 ~ 67.2	117、128、180、216、263、310
F1 ~ F2	细砂	77.4 ~ 84.2	335、367

3 试验结果分析

3.1 G_{max} 随 σ'_0 变化规律

由于深海钻探的难度较大，对于深部海洋沉积土的 G_{max} 常通过双对数模型^[5]获得，不同上覆压力下土的 G_{max} 可表示为

$$G_{max} = KP_a (\sigma'_0 / P_a)^n \quad (3)$$

式中： σ'_0 为有效围压； P_a 为大气压； K 为 σ'_0 等于 P_a 时的 G_{max} ； n 为直线斜率。

根据共振柱试验结果，将不同有效围压下的海洋沉积土的 G_{max} 及根据式(3)得到的 G_{max} 绘于图 1、2，研究不同有效围压(可认为深度)的海洋土 G_{max} 的发展规律。从图中可以看出，双对数模型基本能反映出该海域海洋土的 G_{max} 随 σ'_0 的递增趋势，粉、细砂相关关系拟合效果较好，黏性土试验点离散性相对较大。分析可知，受仪器精度的影响，低围压下激振会引起气压波动导致围压变化，高围压下激振引起的围压变化相对较小，围压较稳定。粉、细砂围压超过 250 kPa 后拟合相关性较大现象也说明了这一点，表明海洋沉积土物性指标基本一致的非黏性土在双对数坐标下 G_{max} 随 σ'_0 呈线性增长，黏性土则不明显。

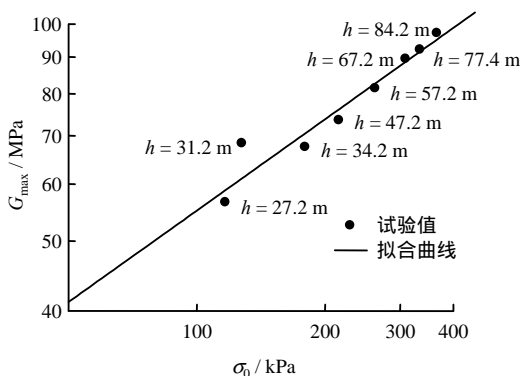


图 1 粉砂及细砂 G_{max} 与 σ'_0 关系曲线
Fig.1 Relationship between G_{max} and σ'_0 of sand

3.2 海洋沉积土的 G/G_{max} 及 D

考虑到土的深度差异及工程敏感性，将粉砂土分成了 2 个深度范围，得到了各类土的动剪切模量和阻尼比与剪应变关系，将 G 经 G_{max} 归一化处理

并与 Seed 等^[6]、Wilson^[7]、祝龙根等^[8-9]、袁晓铭^[2]等研究成果及相关规范值^[10]进行对比分析，以深入了解海洋沉积土与陆地区域土的动力特性差异，如图 3~6 所示。

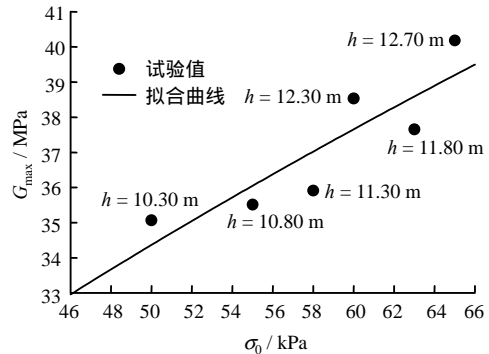


图 2 淤泥质粉质黏土 G_{max} 与 σ'_0 关系曲线
Fig.2 Relationship between G_{max} and σ'_0 of mucky silty clay

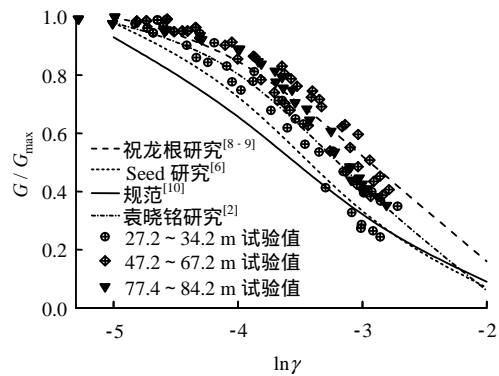


图 3 粉砂及细砂 G/G_{max} - γ 关系曲线
Fig.3 Relationships between G/G_{max} and γ of sand

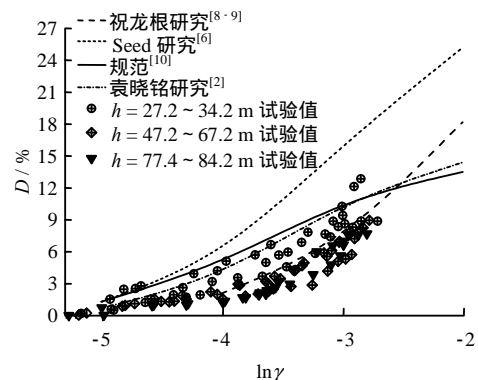


图 4 粉砂及细砂 D - γ 关系曲线
Fig.4 Relationships between D and γ of sand

由图 3、5 可知，砂性土的 G/G_{max} 随 γ 的衰减曲线经归一化后试验点分布带较窄。从试验点分布可知，深度为 27.2~34.2 m 的粉砂土试验点在应变值小于 5×10^{-4} 时，介于 Seed 等^[6]与袁晓铭等^[2]研究值之间，明显高于规范值，应变值超过 5×10^{-4} 后接近于规范^[10]值；深度为 47.2~84.2 m 的粉、细砂试

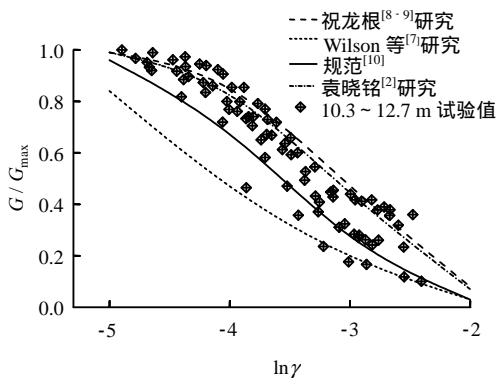


图5 淤泥质粉质黏土 G/G_{\max} - γ 关系曲线
Fig.5 Relationships between G/G_{\max} and γ of mucky silty clay

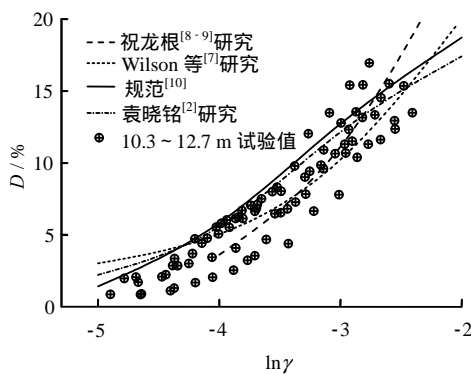


图6 淤泥质粉质黏土 D - γ 关系曲线
Fig.6 Curves between D and γ of mucky silty clay

验点在应变值小于 5×10^{-4} 时位于祝龙根^[8]研究值之上,应变值超过 5×10^{-4} 后有逐渐向袁晓铭^[2]研究值靠拢的趋势;大多数试验点分布于规范^[10]值之上,可见,对于本海域砂类沉积土,如果按照规范值选取动力参数过于则过于保守,黏性土试验点分布带较粉、细砂宽,应变值小于 10^{-4} 时主要集中在祝龙根^[9]及袁晓铭等^[2]研究值附近,在应变值超过 10^{-4} 后,试验点开始离散,在各研究者^[7, 9]推荐值及规范^[10]值附近均有分布,但大多数试验点高于规范值,也存在按照规范值选取动力参数过于保守问题。所以,本海域海洋土 G/G_{\max} 值的确定不能依照现有规范的推荐取值,即使考虑借鉴以往研究成果也必须限制在一定的应变范围,并应考虑土体的天然应力状态。

由图4、6可知,深度为27.2~34.2 m的粉砂试验点分布于规范^[10]值、祝龙根^[8]及袁晓铭^[2]研究值之间,但47.2~84.2 m粉、细砂 D 值较规范^[10]值及其他推荐值^[2, 6-8]低,与海洋沉积砂土所处环境有关。这类砂土深度超过淤泥质粉质黏土层,经过海底的特殊环境作用,砂土中黏粉颗粒较少,土体中粗骨料较多,容易形成骨架结构,所以阻尼比相对较小,与 G/G_{\max} - γ 衰减曲线中47.2~84.2 m的粉、

细砂试验点在应变值小于 5×10^{-4} 时位于规范值及其他推荐值之上相对应。此外,淤泥质粉质黏土试验点分布较宽,少数试验点高于规范^[10]值及推荐^[7-8]值,大多数试验点低于规范值及其他推荐值。

3.3 海洋沉积土动力学参数预测模型

海洋沉积土的工程设计动力学参数不能简单套用现有规范推荐值以及以往研究经验值,应针对参数实测值评价海洋沉积土动力学行为,进而提出适用于海洋沉积土的动力学参数推荐值。经对比分析,选择3参数Martin-Davidenkov模型^[11]对本海域沉积土的动剪切模量比曲线试验数据进行拟合分析,模型为

$$G(\gamma) = G_{\max}(1 - f(\gamma)) \quad (4)$$

$$f(\gamma) = \left(\frac{(\gamma/\gamma_0)^{2B}}{1 + (\gamma/\gamma_0)^{2B}} \right)^A \quad (5)$$

式中: γ_0 、 A 、 B 均为与土性有关的拟合参数。

阻尼比随应变 γ 的变化关系选用经验公式^[11]为

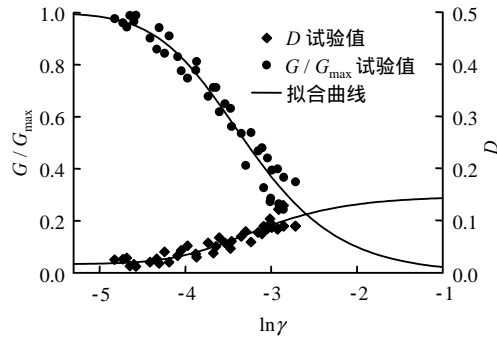
$$D = D_{\min} + D_{\max}(1 - G/G_{\max})^n \quad (6)$$

式中: D_{\min} 、 D_{\max} 、 n 为拟合参数。

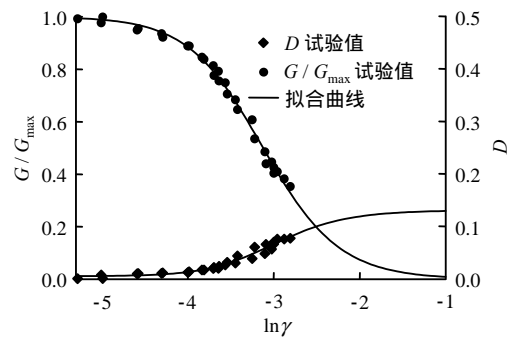
试验点分布及模型拟合曲线如图7、8所示。分析可知,Martin-Davidenkov模型及选用的阻尼比随应变变化的经验公式能够很好地拟合 G/G_{\max} 和 D 随 γ 的变化规律。就粉、细砂和淤泥质粉质黏土而言,前者试验点离散性较小,分布带较窄,经验公式可以较好的反映海洋沉积土的 G/G_{\max} 和 D 发展规律;后者的 G/G_{\max} 拟合曲线与实测值相对离散,分布带较宽,分析原因可能是仪器精度及土体自身的非均匀性所致。

3.4 海洋沉积土 G_{\max} 和 D 的推荐值

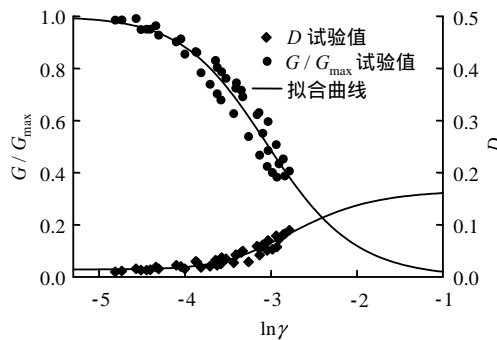
为给海洋沉积土工程设计及施工提供技术依据,笔者考虑了不同的应力状态,将试验结果与 G/G_{\max} 随 γ 变化的模型拟合曲线及 D 与 γ 的经验关系进行了整理,给出了涵盖 $5 \times 10^{-6} \sim 10^{-3}$ 应变范围内 G/G_{\max} 及 D 的推荐值,见表3。分析可知,海洋沉积土 G/G_{\max} 推荐值随 γ 的增大而减小, D 推荐值随 γ 的增大而增加,其变化关系曲线都成双曲线分布,较好地反映了海洋沉积土的动力学参数的变化规律。但另一方面,从图9也可以看出,淤泥质粉质黏土的动力学参数拟合与实测数据相对分散,后续研究应增加试验样本与提高仪器原件测试精度,验证和修正本文提出的推荐值,获得更准确的拟合参数。



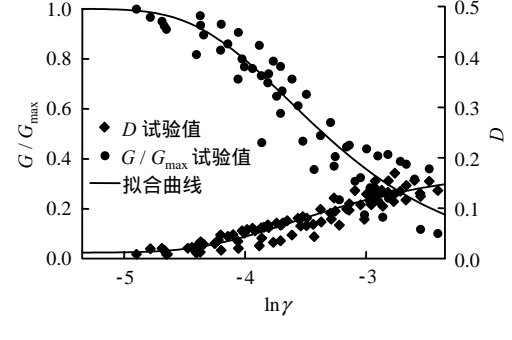
(a) 深度为 27.20 ~ 34.20 m



(a) 细砂土



(b) 深度为 47.20 ~ 67.20 m



(b) 淤泥质粉质黏土

图 7 砂土 G/G_{max} 、 D 与 γ 关系曲线

Fig.7 Relationships between G/G_{max} , D and γ of silt

图 8 细砂土和淤泥质粉质黏土 G/G_{max} 、 D 与 γ 关系曲线

Fig.8 Relationships between G/G_{max} , D and γ of fine sand and mucky silt clay

表 3 海洋沉积土 G/G_{max} - γ 及 D - γ 关系曲线推荐值

Table 3 Recommended values of relationship between G/G_{max} , D and γ of seabed sediment

土样类型	土样深度 /m	推荐参数	剪切应变 $\gamma/10^{-4}$					
			0.05	0.1	0.5	1	5	10
淤泥质粉质黏土	9.8 ~ 12.7	G/G_{max}	1.00	1.00	0.90	0.80	0.48	0.36
		$D/\%$	1.23	1.27	2.68	4.38	9.60	11.63
粉砂	27.2 ~ 34.2	G/G_{max}	0.99	0.98	0.90	0.81	0.50	0.37
		$D/\%$	1.65	1.71	2.44	3.36	7.20	9.07
粉砂	47.2 ~ 67.2	G/G_{max}	0.99	0.99	0.94	0.88	0.63	0.49
		$D/\%$	1.44	1.45	1.61	1.89	4.35	6.53
细砂	77.4 ~ 87.2	G/G_{max}	0.99	0.99	0.94	0.88	0.60	0.43
		$D/\%$	0.51	0.54	0.83	1.28	4.36	6.60

4 结 论

(1) 物性指标基本一致的海洋沉积粉、细砂在双对数坐标下 G_{max} 随 σ'_0 基本呈线性增长，黏性土的增长关系拟合结果相对较差。

(2) 对于海洋沉积土，不同研究者给出的 G/G_{max} 随 γ 衰减规律推荐值均适用在一定的应变范围及天然应力状态，粉、细砂及淤泥质粉质黏土均存在按照规范值选取动力参数过于保守问题。

(3) 对于深度为 27.2 ~ 34.2 m 的海洋沉积粉砂土阻尼比试验值分布于各研究者推荐值之间，而深度为 47.2 ~ 84.2 时粉、细砂阻尼比值较其他研究者

推荐值低，大多数淤泥质粉质黏土阻尼比试验值高于规范值及推荐值。

(4) Martin-Davidenkova 模型及选用的 D - γ 经验关系能够很好地拟合 G/G_{max} 和 D 随 γ 的变化规律，据此提出的海洋沉积土 G/G_{max} 及 D 的推荐值可为海洋土工程设计及施工提供技术依据。

参 考 文 献

[1] FERREIRA C, FONSECA A D, SANTOS J A. Comparison of simultaneous bender elements and resonant column tests on porto residual soil[J]. Soil Stress-Strain Behavior: Measurement, Modeling and

- Analysis, Solid Mechanics and Its Applications**, 2007, 146: 523 - 535.
- [2] 袁晓铭, 孙锐, 孙静, 等. 常规土类动剪切模量比和阻尼比试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2000, 20(4): 133 - 139.
YUAN Xiao-ming, SUN Rui, SUN Jing, et al. Laboratory experimental study on dynamic shear modulus ratio and damping ratio of soils[J]. **Earthquake Engineering and Engineering Vibration**, 2000, 20(4): 133 - 139.
- [3] CABALAR A F. Applications of the oedometer, triaxial and resonant column tests to the study of micaceous sands[J]. **Engineering Geology**, 2010, 112: 21 - 28.
- [4] 陈国兴. 岩土地震工程学[M]. 北京: 科学出版社, 2007.
- [5] 南京水利科学研究所. 土工试验技术手册[M]. 北京: 人民交通出版社, 2003.
- [6] SEED H B, IDRIS I M. Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses[R]. Berkely, Calif.: [s.n.], 1970.
- [7] 孙静, 袁晓铭, 孙锐. 土动剪切模量和阻尼比的推荐值和规范值的合理性比较[J]. 地震工程与工程振动, 2004, 24(2): 125 - 133.
SUN Jing, YUAN Xiao-ming, SUN Rui. Reasonability comparison between recommended and code values of dynamic shear modulus and damping ratio of soils[J]. **Earthquake Engineering and Engineering Vibration**, 2004, 24(2): 125 - 133.
- [8] 祝龙根, 吴晓峰. 低幅应变条件下砂土动力特性的研究[J]. 大坝观测与土工测试, 1988, 12(1): 27 - 33.
ZHU Long-gen, WU Xiao-feng. A study of dynamic properties of sand under the low amplitude strain[J]. **Dam Observation and Geotechnical Tests**, 1988, 12(1): 27 - 33.
- [9] 祝龙根, 徐存森. 共振柱仪及其在工程中的应用[J]. 大坝观测与土工测试, 1993, 17(2): 32 - 37.
ZHU Long-gen, XU Cun-sen. The resonant column device and its application in engineering[J]. **Dam Observation and Geotechnical Tests**, 1993, 17(2): 32 - 37.
- [10] 国家地震局震害防御司. DB 001 - 94 工程场地地震安全性评价工作规范[S]. 北京: 地震出版社, 1999.
- [11] 贾鹏飞, 孔令伟, 王勇, 等. 低幅值小应变振动下土体弹性刚度的非线性特征与表述方法[J]. 岩土力学, 2013, 34(11): 3145 - 3151.
JIA Peng-fei, KONG Ling-wei, WANG Yong, et al. Nonlinear characteristics and determinate method of elastic stiffness for soils due to low-amplitude small-strain vibrations[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2013, 34(11): 3145 - 3151.