

湛江组结构性黏土变形特性试验研究

汤斌¹ 张一鸣¹ 王婷² 沈建华³

(武汉科技大学城市建设学院¹, 武汉 430065; 湖北工业大学工程技术学院土木工程系², 武汉 430068;
中国科学院武汉岩土力学研究所³, 武汉 430071)

摘要 天然软黏土普遍具有结构性。结构性黏土在我国湛江地区分布广泛,该区域黏土具有天然含水率高、孔隙比大、高压缩性和低渗透性等特点,其土体结构特征对其变形特性有较大影响。以湛江市东海岛地区灰色结构性黏土为研究对象,通过室内试验研究其在加载作用下的压缩特性,以及在卸载作用下的回弹特性。主要结论如下:①天然原状土与重塑土的压缩特性存在较大差异,以重塑土为试验对象测得的土体力学指标不能很好的代表实际工程中原状土的力学特性;②天然原状土在加载阶段和卸载阶段的变形规律有相同之处,但土体在卸载阶段产生的总回弹变形量远小于加载阶段产生的总压缩变形量;③天然原状土存在临界卸荷比 R 为0.25和0.75,当 $0 < R \leq 0.25$ 时,土样回弹变形量很小;当 $0.25 < R < 0.75$ 时,土样发生回弹变形;当 $R \geq 0.75$ 时,土体发生明显回弹变形,且此阶段回弹变形量占总回弹变形量比例最大。

关键词 湛江组结构性黏土 压缩试验 回弹试验 卸荷比
中图分类号 TU442; **文献标志码** B

天然黏土普遍具有结构性,只是其结构性强弱随着区域不同而有显著变化。在我国湛江地区广泛分布着结构性黏土,并作为当地建筑物的主要基础持力层。但湛江组黏土强烈的结构性,致使其具有独特的工程力学特性,湛江组天然原状黏土所具有的胶结结构特征对其物理力学特性具有较大影响^[1]。当上覆荷载超过土体屈服应力时,土的压缩性会出现陡增的现象,给工程带来巨大的危害性。近年来,在湛江地区实际工程的勘察、设计与施工中发现一系列的工程问题,如地基的不均匀沉降、胀缩性、边坡的稳定性问题等。因此,对其强结构性的研究业已成为国内众多学者所关注的热点问题。

早在20世纪80年代,李作勤^[2]、谭罗荣^[3]最早从力学性质及微观结构组成角度对形成于早更新世的湛江组灰色黏土进行了研究;并根据其高孔隙比、高压缩性、高强度的特点认为湛江组灰色黏土是“有结构强度的欠压密土”。张诚厚^[4,5]对湛江黏土的土工特性、以及受扰动后导致的实际问题进行了分析,研究结果表明:结构性强的原状黏土具有明显的结构屈服应力,结构屈服应力大于上覆有效压力。进行压缩试验时,在低于屈服应力的范围内,土的压缩性较小,在高于屈服压力

后,土的压缩性增大,最后与重塑土的压缩曲线相同。拓勇飞、孔令伟等^[6,7]根据湛江地区区域地质演化特征,研究了湛江软土的赋存规律。从宏观综合评价深入到土体的微观分析,揭示软土的沉积规律与其结构性的内在联系,从沉积历史的观点解释其强结构性的形成机理,探求该区软土赋存规律与其强结构性的内在联系。陈铁林等^[8]对只在结构强度上有区别的结构性黏土和重塑土进行室内等向压缩试验,从结构性上寻找此差异的原因,从结构性黏土的微观结构方向对其力学性质进行了解释。潘林有等^[9]从在卸载条件下的直剪试验结果出发,提出了卸荷回弹特性的评价指标,即卸荷比的概念。

本文以湛江组黏土的变形特性为方向研究其结构性特征,开展在加载及卸载作用下的变形试验研究,揭示结构性对其变形特性的影响以及加卸载作用下不同的变形特性,是一项具有实际工程意义的工作。

1 基本物理特性试验研究

试验取样选定的代表场地位于湛江市东海岛东简镇北部宝钢湛江钢铁项目厂区内,该厂区总占地面积约12.85 km²。选择湛江组黏土露出地表区域进行钻孔取样,钻孔深度为15~20 m,取灰褐色黏土层。取不同深度代表性土样进行室内试验,得到土样的基本物理性质指标详细数据如表1所示。

2015年11月19日收到 国家自然科学基金面上项目(41372299)、
国家自然科学基金青年科学基金项目(41302238)资助
第一作者简介:汤斌(1970—),男,教授,博士。研究方向:地基与基础工程。E-mail: tangbinruocheng@163.com。

表 1 基本物理特性试验结果

Table 1 The basic physical characteristics test results

试样 编号	取土 深度/m	含水率 $\omega/\%$	密度 $\rho/(g \cdot cm^{-3})$	比重 G_s	孔隙比 e	液限 $\omega_L/\%$	塑限 $\omega_p/\%$	塑性指数 I_p	液性指数 I_L
原 1#	15.05 ~ 15.50	40.10 ~ 46.77	1.626 ~ 1.642	2.679 ~ 2.706	1.288 ~ 1.421	55.64 ~ 59.62	21.53 ~ 22.66	33.76 ~ 36.95	0.57 ~ 0.65
	17.05 ~ 17.50	40.32 ~ 46.08	1.543 ~ 1.634	2.766 ~ 2.775	1.365 ~ 1.487	60.75 ~ 63.31	21.22 ~ 23.79	38.99 ~ 39.53	0.45 ~ 0.57
原 9#	19.05 ~ 19.50	37.77 ~ 40.88	1.630 ~ 1.700	2.616 ~ 2.674	1.160 ~ 1.203	62.69 ~ 64.67	22.17 ~ 23.45	39.06 ~ 41.22	0.36 ~ 0.40
	平均值	44.29	1.659	2.718	1.370	62.53	23.30	39.23	0.54

2 压缩变形特性试验研究

2.1 试验概况

固结试验在侧限固结仪上完成,主要仪器包括:①固结仪。试样底面积为 30 cm²,高为 2 cm。②加压设备。不同型号的仪器最大压力不同,采用最大压力为 1 600 kPa 的中压型加压设备。③竖向变形测量设备。采用量程为 10 mm,精度为 0.01 mm 的百分表。④其他辅助设备。如环刀、钢丝锯、刮土刀、电子天平、含水率测量设备、秒表等。

试样包括原状样和重塑样。在原状样中,取土深度为 15 m 的原 1#土样夹褐色细砂层,取土深度为 17 m 的原 9#土样夹粉细砂薄层,取土深度为 19 m 的原 17#土样为较纯灰色黏土。因所取黏土夹细砂薄层,均呈千层饼状。重塑样的制备是将现场取得的原状土样充分风干并碾碎,在与原状土样的对比试验中,控制重塑样与对比原状样的含水率和干密度相同。

分别对原状样和重塑样进行固结试验,为保证试验所得数据的稳定性和可靠性,每个深度土样的原状土和重塑土分别设置 3 个试样平行进行试验。试验选取常规的 1:1 加载率逐级加载,具体加载大小的顺序为 12.5 ~ 25 ~ 50 ~ 100 ~ 200 ~ 400 ~ 800 ~ 1 600 kPa。对所得相关压缩指标指标进行分析研究;并且进行原状土样与重塑土样的对比试验,研究两种试样在变形特性上的差别所表现出的土体结构性特征。

2.2 试验结果及分析

试验制备的重塑试样与原状试样只在结构特征上存在差异性,因此两种试样试验结果的差异也只能是土体结构性特征引起的,这样更有利于针对土体结构性进行研究。

图 1 为重塑试样与原状试样的压缩曲线对比图。表 2 列出了两种试样的压缩指标试验数据。

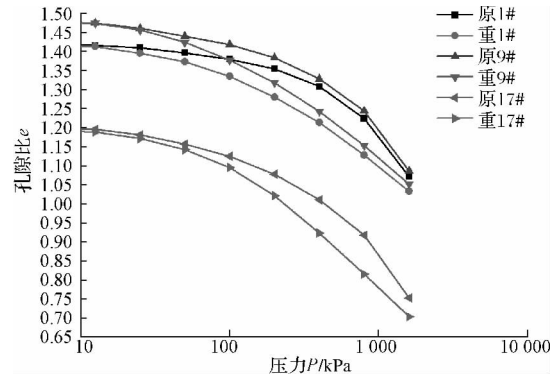


图 1 重塑土与原状土压缩试验曲线

Fig. 1 The compression test curve of remolded and undisturbed sample

表 2 原状土与重塑土压缩指标试验结果对比

Table 2 Undisturbed and remolded sample compression index test results contrast

试样编号	压缩系数 a_{1-2}/MPa^{-1}	压缩模量 E_s/MPa
原 1#	0.253	9.405
原 9#	0.344	7.020
原 17#	0.465	4.570
平均值	0.354	6.998
重 1#	0.546	4.276
重 9#	0.596	3.990
重 17#	0.744	2.818
平均值	0.629	3.695

图 1 表明原状土和重塑土的压缩特性存在较大差异性。原状土在天然沉积过程形成胶结结构,土颗粒间的胶结作用会产生强度,使土体在被压密后仍具有一定抵抗压力的能力。但随着压力逐渐增大,胶结结构被破坏,土体结构性逐渐丧失,使得原状土的孔隙比逐渐趋向重塑土,即压缩曲线逐渐趋向重塑土。

从表 2 可知,原状试样压缩系数的平均值为 0.354,压缩模量平均值为 6.998,说明原状土属于中压缩性土;而重塑试样压缩系数的平均值为 0.629,压缩模量平均值为 3.695,说明室内制备的重塑土属于高压缩性土。分析其原因,由于试验制

备的原状试样和重塑试样仅在结构特征上存在差别,说明天然黏土的结构性对其力学特性具有较大影响,以重塑土为试验对象所得到的力学指标并不能很好的代表原状土在实际工程中的力学特性。

3 回弹变形特性试验研究

3.1 试验概况

卸载回弹试验在室内固结仪上完成,试验装置与压缩试验相同。对原状土样进行卸载回弹试验,即压缩试验中的原 1#、原 9#、原 17#试样。

利用室内中压固结仪对所取湛江组结构性灰色黏土进行室内卸载回弹试验,试验过程中设定不同的预压荷载对原状土样进行预压加载固结,待试样变形稳定后开始逐级卸载,并根据不同的卸荷比进行卸载,卸荷比 R 按式(1)计算。

$$R = \frac{P_{max} - P_i}{P_{max}} \quad (1)$$

式(1)中: P_{max} 为最大预压荷载(kN); P_i 为卸荷后试样上覆荷载(kN)。

根据卸载回弹试验所得数据还可计算出土的回弹变形指标回弹率 δ 和回弹模量 E_r [10]。

回弹率计算公式为:

$$\delta = \frac{e_i - e_{min}}{e_{min}} \quad (2)$$

回弹模量定义为卸载应力与回弹应变之比,计算公式为:

$$E_r = \frac{P_{max} - P_i}{e_i - e_{min}} (1 + e_{min}) \quad (3)$$

式(3)中: e_{min} 为最大预压荷载下的孔隙比; e_i 为对应于每级卸荷后试样的孔隙比。

每个深度土样制备 4 个试样,分别采用 100 kPa、200 kPa、300 kPa、400 kPa 的不同预压荷载先进行加载固结,待试样加载固结稳定后,按不同的卸荷比 R 进行卸荷,具体卸荷大小见表 3。

表 3 卸载回弹试验卸荷大小

最大预压 荷载/kPa	卸荷后试样上覆荷载/kPa				
	$R=0.125$	$R=0.25$	$R=0.5$	$R=0.75$	$R=1$
100	87.5	75	50	25	0
200	175	150	100	50	0
300	262.5	225	150	75	0
400	350	300	200	100	0

3.2 试验结果及分析

不同预压荷载作用下,卸荷回弹试验过程中孔隙比变化原始数据如表 4~表 7 所示,并将同一深度试样在不同预压荷载作用下,卸荷回弹过程中孔

隙比随压力的变化曲线整合绘入图 2,分析不同预压荷载对试样卸荷回弹变形特性的影响。

表 4 卸荷回弹阶段试样孔隙比统计表 ($P_{max} = 100$ kPa)

压力 P/kPa	孔隙比		
	原 1#	原 9#	原 17#
100	1.381	1.445	1.158
87.5	1.381	1.445	1.158
75	1.381	1.445	1.158
50	1.381	1.445	1.159
25	1.382	1.446	1.160
0	1.401	1.466	1.179
Δe	0.020	0.021	0.021

表 5 卸荷回弹阶段试样孔隙比统计表 ($P_{max} = 200$ kPa)

压力 P/kPa	孔隙比		
	原 1#	原 9#	原 17#
200	1.359	1.421	1.139
175	1.359	1.421	1.140
150	1.359	1.421	1.140
100	1.360	1.422	1.140
50	1.361	1.423	1.142
0	1.382	1.446	1.164
Δe	0.023	0.025	0.025

表 6 卸荷回弹阶段试样孔隙比统计表 ($P_{max} = 300$ kPa)

压力 P/kPa	孔隙比		
	原 1#	原 9#	原 17#
300	1.343	1.404	1.124
262.5	1.344	1.405	1.124
225	1.344	1.405	1.125
150	1.344	1.406	1.126
75	1.347	1.408	1.128
0	1.370	1.435	1.153
Δe	0.027	0.031	0.029

表 7 卸荷回弹阶段试样孔隙比统计表 ($P_{max} = 400$ kPa)

压力 P/kPa	孔隙比		
	原 1#	原 9#	原 17#
400	1.326	1.387	1.097
350	1.327	1.387	1.097
300	1.327	1.388	1.098
200	1.328	1.389	1.099
100	1.331	1.391	1.102
0	1.356	1.420	1.130
Δe	0.030	0.033	0.033

从表 4~表 7 中孔隙比的变化可知:卸荷试验

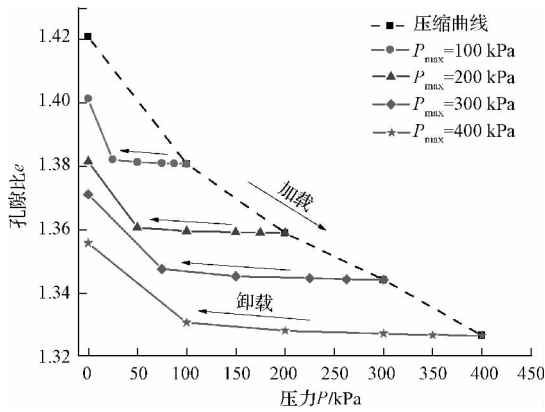


图2 原1#试样卸荷回弹试验曲线

Fig. 2 Unloading rebound test e-p curve of undisturbed sample 1

过程中,试样孔隙比逐渐增大,这是由于土体在应力减小或卸除时,其体积发生膨胀增大,同时孔隙水回流到土体中;初始预压荷载越大,孔隙比的变化量 Δe 越大,即土样回弹变形量越大。

从图2中可以看出:在荷载作用初期,上覆压力变化量较小时,土体回弹变形量和压缩变形量均较小;随上覆压力变化量逐渐增大,土体回弹变形量和压缩变形量也逐渐增大,并且均增大到一定值时,变形量发生陡然增加的变化趋势。但是,土样回弹变形量明显小于压缩变形量,在压缩过程中,土样变形包括弹性变形和塑性变形,且塑性变形量远大于弹性变形量;在回弹过程中,随上覆压力卸除比例增大,即卸荷比逐渐增大,上覆应力逐渐减小,土体发生回弹变形,此时土样变形仅为在受压阶段发生的可恢复的弹性变形。因此,在上覆压力最大值相同时,土体回弹变形量要远小于压缩变形量,不能直接运用压缩变形量的计算方法来计算回弹变形量。

根据试验结果分别计算土体回弹指标回弹率 δ 与回弹模量 E_r ,分别作出相同深度土样在不同预压荷载作用下,卸荷比与回弹指标的关系曲线如图3、图4所示,分析卸荷比对土体回弹变形特性的影响。

图3中相同深度土样 $\delta-R$ 曲线具有以下特征:曲线呈前缓后陡的增长趋势。在卸载初期,卸荷量很小时,曲线增长非常缓慢,回弹率变化速率很小或为零,即回弹变形量很小或没有发生变化;当卸荷量逐渐增大至一定值时,曲线斜率开始有明显的增长趋势,回弹率变化速率明显增大,即土样发生明显的回弹变形;当卸荷量累计达到一定值时,曲线斜率陡然增大,即土体回弹变形量陡然增大。

卸荷比相同时,预压荷载越大,土体在每级卸载压力下的回弹率越大,即回弹变形量越大;且在压力完全卸除时,初始预压荷载越大,土样产生的最大回弹率越大。这一回弹变形规律说明在实际工程中,

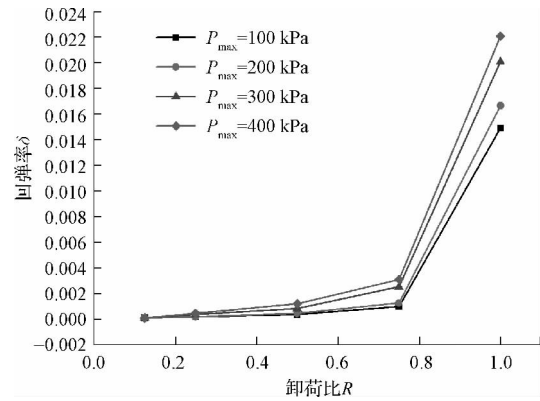


图3 原1#试样卸荷比与回弹率关系曲线

Fig. 3 The unloading ratio and resilient rate curve of undisturbed sample 1

开挖深度越大坑底土体的回弹量越大。

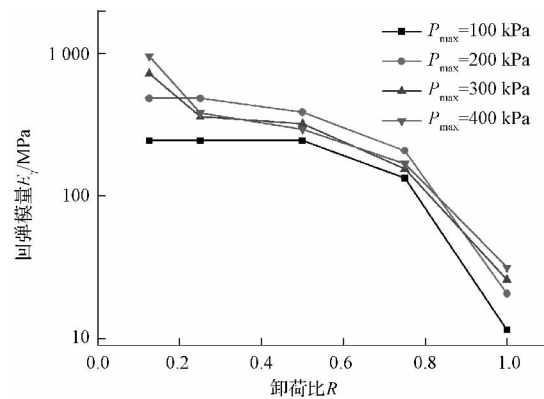


图4 原1#试样卸荷比与回弹模量关系曲线

Fig. 4 Unloading ratio and modulus of resilience curve of undisturbed sample 1

图4中曲线中存在两个明显的转折点,分别对应卸荷比大小为0.25和0.75。当卸荷比小于0.25时,回弹模量较大,即土样回弹变形量很小,预压荷载较小为100 kPa和200 kPa时,土样几乎不发生回弹变形;当卸荷比大于0.25且小于0.75时,回弹模量较小,即土样回弹变形量开始增大。因此,可以将卸荷比为0.25时定义为土体发生回弹变形的临界点,即土样的临界卸荷比 $R_{cr} = 0.25$;当卸荷比大于0.75时,曲线变现为回弹模量急剧减小,说明此时土体回弹变形量急剧增大,即土体发生明显回弹变形。因此,可将卸荷比为0.75定义为土体发生明显回弹变形的临界点,即土样的极限卸荷比 $R_{cr} = 0.75$ 。

计算回弹变形过程中卸荷比大小为临界卸荷比和极限卸荷比时试样的回弹应变增量,列入表8中。

从表8中统计试验结果可知,随卸荷比增大,土样应变增量逐渐变大。回弹变形第一阶段和第二阶段应变增量很小;第三阶段应变增量很大,不同预压荷载下均占土样回弹变形总应变量的90%左右。

表 8 试样轴向应变增量 $\Delta\varepsilon$ 统计结果Table 8 The sample's statistical results of Axial strain incremental $\Delta\varepsilon$

卸荷比 R	轴向应变增量			
	$P_{\max} = 100 \text{ kPa}$	$P_{\max} = 200 \text{ kPa}$	$P_{\max} = 300 \text{ kPa}$	$P_{\max} = 400 \text{ kPa}$
0.25	0.01	0.01	0.02	0.03
0.75	0.05	0.07	0.13	0.16
1	0.83	0.94	1.06	1.11
总应变量	0.89	1.02	1.21	1.30

4 结论

本文以东海岛东简镇地区湛江组结构性黏土为研究对象, 在对其进行基本物理特性试验取得物理性质指标的基础上, 分别对湛江组结构性黏土进行固结试验和卸载回弹试验, 分析土体在不同受力阶段的变形规律。主要结论如下:

(1) 湛江组结构性黏土基本物理性质表现为天然含水率高、孔隙比大、液限高等特征, 土体处于可塑的状态。

(2) 天然原状土与重塑土的压缩曲线特征及压缩性指标存在较大差异。原状试样压缩系数的平均值为 0.354, 说明原状土属于中压缩性土; 而重塑试样压缩系数的平均值为 0.629, 说明室内制备的重塑土属于高压缩性土。原状黏土所特有的结构性特征导致二者压缩特性存在较大差异。因此, 以重塑土为试验对象测得的土体力学指标不能很好的代表实际工程中原状土的力学特性。

(3) 原状土在卸载阶段发生的回弹变形量远小于加载阶段发生的压缩变形量, 因此不能将压缩变形量的计算方法直接用于回弹变形量计算。

(4) 不同预压荷载作用下, 原状土的卸荷回弹曲线呈相互平行的关系。在卸荷初期, 土体回弹变形很小; 随卸荷量逐渐增大, 土体回弹变形逐渐增大。同时, 土样在回弹变形过程中产生的最大变形量与预压荷载有关, 表现为预压荷载越大, 荷载完全卸除后的土样总回弹变形量越大。

(5) 原状土存在临界卸荷比 0.25 和 0.75 将土体回弹变形过程分为三个阶段: ①当 $0 < R \leq 0.25$ 时, 土样回弹变形量很小或者不发生回弹变形; ②当 $0.25 < R < 0.75$ 时, 土样开始发生回弹变形, 变形量随卸荷比的增大而增大, 并且每级卸荷压力作用下土样回弹变形量变化不大; ③当 $R \geq 0.75$ 时, 回弹变形量陡然增大, 土体发生明显回弹变形, 此阶段回弹变形量占总回弹变形量比例最大。

参 考 文 献

- 1 罗鸿禧, 陈守义. 湛江灰色粘土的工程地质特性. 水文地质工程, 1985; (1): 1—5
Luo Hongxi, Chen Shouyi. Engineering geological characteristics of Zhanjiang grey clay. Hydrogeology and Engineering Geology, 1985; (1): 1—5
- 2 李作勤. 有结构强度的欠压密土的力学特性. 岩土工程学报, 1982; 4(1): 34—45
Li Zuoqin. Mechanical characteristics of under-consolidated clay soils with structural strength. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1982; 4(1): 34—45
- 3 谭罗荣, 张梅英. 一种特殊土微观结构特性的研究. 岩土工程学报, 1982; 4(02): 26—35
Tan Luorong, Zhang Haiying. The research on micro-structure properties of a particular soil. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1982; 4(02): 26—35
- 4 张诚厚. 两种结构性黏土的土工特性. 水利水运科学研究, 1983; (04): 65—71
Zhang Chenghou. Geotechnical properties of two kinds of structural clay. Hydro-Science and Engineering, 1983; (04): 65—71
- 5 张诚厚. 结构性黏土对湛江一区码头变形的影响. 水利水运科学研究, 1985; (03): 123—132
Zhang Chenghou. Influence of structural clay on the deformation of Port Area I in Zhanjiang. Hydro-Science and Engineering, 1985; (03): 123—132
- 6 拓勇飞, 孔令伟, 郭爱国, 等. 湛江强结构性黏土的形成机理分析. 工程地质学报, 2004; 12(S1): 79—83
Tuo Yongfei, Kong Lingwei, Guo Aiguo, et al. Sedimentation mechanism analysis of strong structural clay in Zhanjiang area. Journal of Engineering Geology, 2004; 12(S1): 79—83
- 7 拓勇飞, 孔令伟, 郭爱国, 等. 湛江地区结构性软土的赋存规律及其工程特性. 岩土力学, 2004; 25(12): 1879—1884
Tuo Yongfei, Kong Lingwei, Guo Aiguo, et al. Occurrence and engineering properties of structural soft clay in Zhanjiang area. Rock and Soil Mechanics, 2004; 25(12): 1879—1884
- 8 陈铁林, 周成, 沈珠江. 结构性黏土压缩和剪切特性试验研究. 岩土工程学报, 2004; 26(1): 31—35
Chen Tielin, Zhou Cheng, Shen Zhujiang. Compression and shear test of structured clay. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2004; 26(1): 31—35
- 9 潘林有, 程玉梅, 胡中雄. 卸荷状态下粘性土强度特性试验研究. 岩土力学, 2001; 22(4): 490—492
Pan Lin-you, Cheng Yumei, Hu Zhongxiong. Experimental study on the shear strength of clay under the unloading state. Rock and Soil Mechanics, 2001; 22(4): 490—492
- 10 潘林有, 胡中雄. 深基坑卸荷回弹问题的研究. 岩土工程学报, 2002; 24(1): 101—104
Pan Lin-you, Hu Zhongxiong. The study of deep foundation excavation unloading rebound issue. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2002; 24(1): 101—104

The Deformation Test Research of Zhanjiang Group Structured Soft Clay

TANG Bin¹, ZHANG Yi-ming¹, WANG Ting², SHEN Jian-hua³

(Urban Construction College, Wuhan University of Science and Technology¹, Wuhan 430065, P. R. China; Department of Civil Engineering, Hubei University of Technology Engineering and Technology College², Wuhan 430068, P. R. China; Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences³, Wuhan 430071, P. R. China)

[Abstract] Natural soft clay was generally subjected to the effect of soil structure. Structural clay widely distributed in the area of Zhanjiang, the area of clay has the high natural moisture content ratio, high natural void level, high compressibility and low permeation coefficient characteristics. The structural characteristics of the soil have a great impact on its deformation properties. Take Zhanjiang Donghai Island area pessimistic constitutive clay as object of study, through the indoor experimental research on its load under the action of compression feature and under the effect of unloading rebound characteristics, the main conclusions are as follows: ① Natural undisturbed and remolded sample compression characteristics have a big difference, remolded clays as test object measured soil mechanics index can't very good on behalf of the mechanical properties of undisturbed soil in practical engineering. ② Natural undisturbed soil in the deformation law of loading and unloading phase have in common, but during the unloading phase of soil deformation is far less than that of the deformation load stage. ③ Natural undisturbed sample has a unload critical ratio 0.25 and 0.75, when $0 < R \leq 0.25$, the soil sample is very small springback deformation; when $0.25 < R < 0.75$, soil samples rebound deformation; when $R \geq 0.75$, the occurrence of obvious rebound soil deformation, and the deformation of this stage rebound largest proportion of the total amount of springback deformation.

[Key words] Zhanjiang group structured soft clay compression test rebound test unload ratio

(上接第 246 页)

Experimental Study on Compression and Shearing Behavior in Particle Suspension

ZHOU Chao, YIN De-shun^{*}, ZHANG Wei

(College of Mechanics and Materials, Hohai University, Nanjing 210098, P. R. China)

[Abstract] Shear behavior between particles is often employed to explain the large resistance when thickening happens in the particle suspension. However, some researchers suspected that the compression is responsible for the larger stress in experiment which the suspension is impacted by an impactor and lead to thickening. To clear the difference between compression and shear behavior in particle suspension, the pulling sphere and sheet experiments are designed. A series of tests are carried out under the conditions of different speeds and confining pressures in muddy clay. According to the experimental results, the compression stress is much larger than the shear stress under the same condition, and more likely to arouse thickening phenomenon than shear. And it is also known that the existence of confinement can also promote the compression or shear stress and the larger confining pressure is, the easier it is to give rise to a compression thickening phenomena. Moreover, that was observed the compression or shear stress increases with the increase of the pulling speed and the compressive behavior is more susceptible to pulling speed than shear action. Our research reveals that the thickening phenomenon should be divided as two kinds, the compression and shear thickening.

[Key words] particle suspension thickening compression pulling sphere/sheet experiment confining pressure loading rate