

天然沉积粉质土压缩特性研究

石名磊, 洪振舜

(东南大学 交通学院, 江苏 南京 210096)

摘要: 采用自由活塞薄壁取土器自地表至深度 70 m 取得不扰动原状粉质土样, 通过一系列物理力学试验, 对比分析了天然沉积粉质土与天然沉积粘性土的异同。明确了位于塑性图 A 线下方的粉质土的重塑压缩性状可以用孔隙指数进行归一化, 其孔隙指数和固结压力的关系与基于塑性图中位于 A 线上方的粘性土试验数据提出的固有压缩曲线一致。但是, 天然沉积粉质土的天然沉积状态线位于普通粘性土的天然沉积压缩线的上方。结果表明, 天然沉积粉质土比天然沉积粘性土有更高位的结构, 灵敏度更高, 更易于受到取样扰动的影响。

关键词: 塑性图中 A 线; 粘性土; 压缩性状; 固有压缩曲线; 液限; 沉积状态; 粉质土

中图分类号: TU 43 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2005)12-1397-05

作者简介: 石名磊(1962-), 男, 山东沾化人, 博士, 副教授。主要从事软土处理与桩基工程研究。

Compressive behavior of natural silty soils

SHI Ming-lei, HONG Zhen-shun

(Transportation College of Southeast University, Nanjing 210096, China)

Abstract: A free piston thin wall sampler was used to obtain undisturbed specimens of natural sedimentary silty soils from ground surface to the depth of 70 m. A series of tests were performed on both the undisturbed and the remolded/reconstituted samples. The difference in physical and mechanical behavior between clayey and silty soils was discussed. The void index could be used for normalizing the compressive curves of various remolded/reconstituted silty soils, and the normalized curve of void index versus applied stress for remolded/reconstituted silty soils lying below the A-line was consistent with the intrinsic compression line proposed by Burland based on clayey soils lying above the A-line. But the curve of natural silty soils lay above the sedimentation compression line in terms of the in-situ void index versus effective overburden pressure. The sedimentation compression line was proposed for natural ordinary clayey soils with a normally consolidated history. The above results indicate that natural silty soils are more easily disturbed during sampling and handling than ordinary natural clayey soils due to high sensitivity.

Key words: A-line in plasticity chart; clayey soils; compression behavior; intrinsic compression line; liquid limit; sedimentation state; silty soils

0 引言

在地基处理设计中, 砾类土以下的土一般分为粘性土与砂性土两大类, 前者用总应力法, 后者用有效应力法进行设计。但实际工程中经常会遇到介于两者之间的天然沉积土(Nakase 等 1972^[1]; 1985^[2]; Cola and Simonini, 2002^[3])。Nakase 等(1985)^[2]通过调整粘性土的粗粒含量, 研究了粗粒含量对具有不同砂粒含量的重塑粘性土的无侧限抗压强度的影响; Tanaka 等 1998^[4]初步探讨了砂粒含量约 50%的天然沉积土的力学性状。更重要的是, 在实际工程中经常遇到以粉粒含量为主的天然沉积土, 其排水条件介于排水与不排水之间(Asaoka 等 1989)^[5]。

迄今为止, 针对这类天然沉积粉质土, 尚未给出合理的归类评价体系, 且在实际工程设计中存在将天然沉积粉质土与粘性土混为一谈^[6], 按总应力法进行设计的现象。这样的设计可能导致偏于保守(如路堤的建造), 或偏于危险(如基坑开挖)。

本文对天然沉积粉质土进行一系列的物理力学试验, 通过与已知的粘性土压缩性状进行的比较分析, 探讨天然沉积粉质土压缩性状, 明确天然沉积粉质土压缩性状与天然沉积粘性土的差异, 提出一些天然沉

基金项目: 江苏省交通科学基金资助项目(02Y015)

收稿日期: 2005-04-11

积粉质土地基的力学参数确定中可能存在的问题。

1 粉质土物理性质

在长江口北岸南通至启动（通启）高速公路启东段，采用自由活塞薄壁取土器，取得了地表以下深度达 70 m 范围内的原状土样。地下水位处于地表下 1.5 m 左右。粒组分布沿深度的变化曲线，参见图 1。可以看出，大部分土样粘粒（<2 μm）含量小于 15%，粗粒含量（细砂，0.074~2 mm）同样不超过 15%，而主要的粒组成分为粉粒（2 μm~0.074 mm），其含量为 65%~90%。

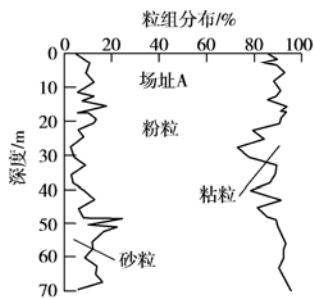


图 1 粒径沿深度的分布
Fig. 1 Distribution of grain size

天然含水率与阿太堡界限沿深度的分布，参见图 2。可以看出，由于干燥作用，浅表土层的天然含水率比其下卧层土的天然含水率小得多。天然含水率一般介于 28%~40%之间；液限含水率大于天然含水率，在 27%~56%范围内；塑限的变化相对较小，分布在 24%~34%之间。

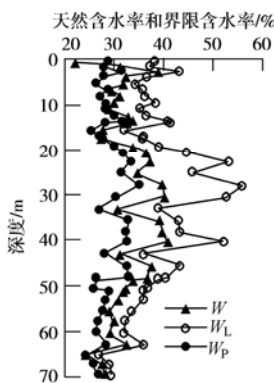


图 2 天然含水率与界限含水率沿深度的分布

Fig. 2 Distribution of natural water contents and Atterberg limits

土样塑性图参见图 3。所有土样均位于 A 线之下，由于土体的有机质含量小于 3%，可以归类于粉质土，且大部分土样的液限小于 50%，属于中低液限粉质土。

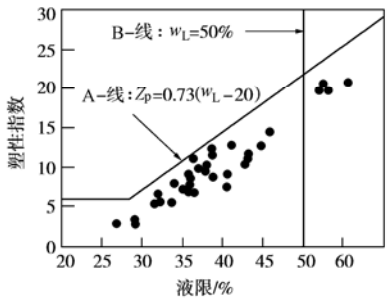


图 3 塑性图
Fig. 3 Plasticity chart

3 粉质土的沉积状态

为了评价土结构性对粘性土的压缩性状的影响，Burland（1990）^[7]提出了归一化指数即孔隙指数 I_v ，对初始含水率为 1.0~1.5 倍液限含水率的各种重塑土的压缩压缩曲线的归一化，为定量评价天然沉积土的力学性状奠定了基础。孔隙指数定义为（Burland，1990）^[7]

$$I_v = (e - e_{100}^*) / (e_{100}^* - e_{1000}^*) = (e - e_{100}^*) / C_c^* \quad (1)$$

式中， e_{100}^* 、 e_{1000}^* 分别为对应于压力 $p = 100$ kPa 及 1000 kPa 时的重塑土孔隙比。当初始含水率为液限 1.0~1.5 倍的重塑土的固结试验数据欠缺时，Burland（1990）^[7]建议用下列经验公式计算 e_{100}^* 和 $(e_{100}^* - e_{1000}^*)$ ：

$$e_{100}^* = 0.109 + 0.679e_L - 0.089e_L^2 + 0.016e_L^3 \quad (2)$$

$$e_{100}^* - e_{1000}^* = 0.256e_L - 0.04 \quad (3)$$

其中 e_L 为对应于液限时孔隙比。基于孔隙指数，Burland（1990）^[7]提出了初始含水率为 1.0~1.5 倍液限含水率的重塑土的固有压缩曲线，其表达式为

$$I_v = 2.45 - 1.285 \lg p + 0.015 (\lg p)^3 \quad (4)$$

表 1 重塑粉质土物理性质

Table 1 Physical indices of remolded/reconstituted silty soils

深度/m	土颗粒密度/(g·cm ⁻³)	初始含水率 w_0 /%	液限 w_L /%	w_0/w_L
2.6	2.72	50.4	43.1	1.17
9.5	2.68	44.9	38.1	1.18
17.5	2.68	42.1	35.7	1.18
22.6	2.72	61.5	53.0	1.16
65.2	2.71	32.3	26.9	1.20

应该指出的是, Burland (1990)^[7]建议的固有压缩曲线是建立在塑性图中位于 A 线以上重塑粘性土基础上的。为了验证以上固有压缩曲线是否适用于位于 A 线下方的重塑粉质土, 本文对表 1 所示的 5 种不同深度的重塑粉质土进行固结试验, 结果参见图 4。

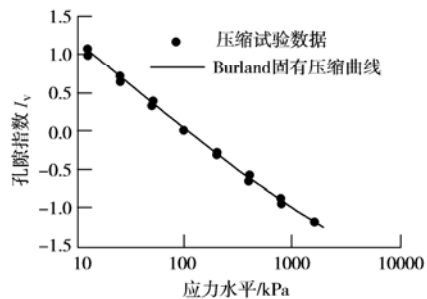


图 4 孔隙指数与应力水平

Fig. 4 Relationship between void index and applied stress

结果表明, 位于 A 线下方的重塑粉质土也可以用孔隙指数很好地归一化, 其孔隙指数与固结压力的关系与 Burland 的固有压缩曲线一致, Burland 的固有压缩曲线也可以应用于位于 A 线下方的重塑粉质土。天然沉积粉质土的原位孔隙指数 I_{v0} 与 Burland 的固有压缩曲线和天然沉积曲线的比较, 参见图 5。该图中的天然沉积曲线是根据 Skempton (1970)^[8]发表的世界各地具有正常固结历史的普通天然沉积粘性土的天然孔隙比与有效上覆压力的数据, 整理而成的原位孔隙指标 I_{v0} 和有效上覆压力关系曲线。而原位孔隙指标 I_{v0} 则与孔隙指数类似, 用天然孔隙比代替孔隙比, 则

$$I_{v0} = (e_0 - e_{100}^*) / (e_{100}^* - e_{1000}^*) = (e_0 - e_{100}^*) / C_c^* \quad (5)$$

由图可见, 不仅所有的原位孔隙指数 I_{v0} 均位于 Burland 的固有压缩曲线上方, 而且大部分土样位于普通粘性土的天然沉积曲线上方, 这种现象与高灵敏粘土类似 (Hong and Tsuchida, 1999)^[9]。许多研究者已经得出大多数天然沉积土均受到土结构性的影响 (Leroueil and Vaughan, 1990^[10]; Schmertmann, 1991^[11]; 张诚厚等, 1995^[12]; 洪振舜等, 2004^[13])。天然沉积粉质土不仅与大多数天然沉积粘性土一样受到土结构的影响, 而且比天然沉积粘性土有更高位的结构性, 参见图 5。因为粉质土的重塑压缩性状与粘性土一样, 可以用 Burland 固有压缩曲线表示, 而天然沉积粉质土的天然孔隙指数位于普通天然沉积粘性土上方, 说明前者的灵敏度比后者高, 考虑到粉质土的渗透系数比粘性土大, 天然沉积粉质土不扰动样的残余有效应力比天然沉积粘性土小, 天然沉积粉质土比天然沉积粘性土更易受到取样扰动的影响, 室内试验得出力学参数的失真程度更大。此外, 图 5 中原位孔隙指数沉积曲线呈现“锯齿”状, 表明土体在沉积过程

中受到沉积速率和沉积模式的影响。

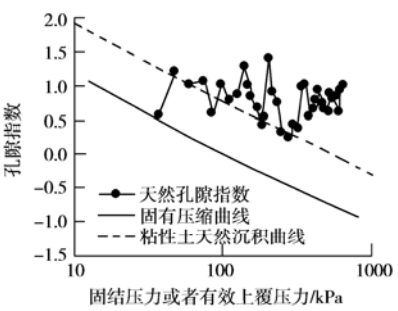


图 5 粉质土沉积压缩曲线

Fig. 5 Sedimentation compression curve of silty soils

为了进一步评价粉质土的结构性, 研究中进行了大量粉质原状土样的无侧限抗压试验。试验表明, 大多数 q_u 小于 100 kPa, 与天然软粘土相差不大 (Bjerrum, 1967^[14]; Hanzawa and Adachi, 1983^[15]; Hong and Onitsuka, 1998^[16]), 室内试验强度特征较低, 参见图 6。同时, 粉质土的 $(q_u/2) / p_{v0}$ 大多 < 0.2 , 低于正常固结历史的天然沉积土的 0.2~0.4 (Tsuchida 等, 1989^[17]; Tsuchida and Tanaka, 1995^[18])。结果表明 q_u 试验的原状样受到明显的取样和处理的扰动。

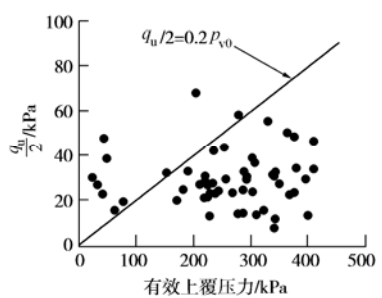


图 6 无侧限抗压强度与有效上覆压力关系

Fig. 6 Relationship between unconfined compressive strength and effective overburden pressure

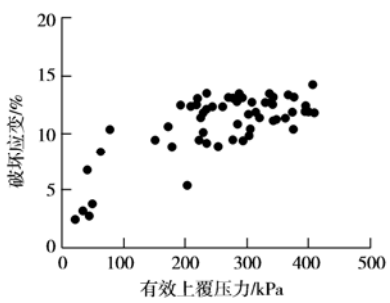


图 7 无侧限抗压强度试验破坏应变

Fig. 7 Failure strains for unconfined compression test

无侧限抗压强度的大多数破坏应变大于 8%, 参见图 7。而高质量天然沉积粘性土的破坏应变一般为 1%~3% (Tsuchida 等^[17], 1989; Hong and Onitsuka^[16],

1998), 这一结果进一步证明了试样扰动的影响。因此, 无侧限抗压强度试验, 验证了上述粉质土相对一般粘性土具有更高位的结构性的结论。

4 粉质土的压缩曲线

对天然沉积粉质土的不扰动土样进行一系列的固结试验, 典型的压缩曲线, 参见图 8。可以看出, 天然沉积粉质土的 $e - \lg p$ 压缩曲线呈现逆“S”型, 许多天然沉积土均有这种特征 (Butterfield, 1979^[19]; Hanzawa and Adachi, 1983^[20]; Hong and Onitsuka, 1998^[21])。因此, 压缩指数 $C_c = \Delta e / \Delta (\lg p)$ 不是一个常数, 而是当应力水平超过先期固结压力后, 随着应力水平的增加而减小。

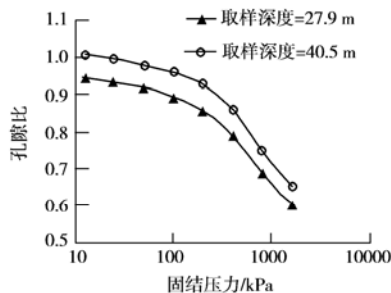


图 8 天然沉积粉质土的典型 $e - \lg p$ 压缩曲线

Fig. 8 Typical $e - \lg p$ compression curves of natural sedimentary silty soils

将图 8 的孔隙比用孔隙指数表示, 以便与固有压缩曲线和天然沉积曲线进行比较, 参见图 9。由图可见, 取样深度 27.9 m 的土样的有效上覆压力和天然孔隙指数 (p_{v0} , I_{v0}) 为 (273 kPa, 0.31), 取样深度 40.5 m 的土样的有效上覆压力和天然孔隙指数 (p_{v0} , I_{v0}) 为 (376 kPa, 0.55), 其位置均位于天然沉积曲线的上方。但是, 两者的不扰动样的固结压缩曲线均远远位于天然沉积曲线的下方。天然沉积土在有效上覆压力的长期作用下, 固结已经完成, 在没有外加荷载的作用下, 一般不会发生变形。显然, 图 9 中的固结压缩曲线没有穿越天然沉积曲线, 而远远位于其下方是取样扰动引起的, 说明取样扰动对天然沉积粉质土的压缩性的影响很大。

在我国取样水平还不是很高的情况下, 实际工程实践中, 应重视室内试验给出的天然沉积粉质土力学参数容易失真的事实。应该指出, 由于经费的限制, 在一般的工程实际中, 并不经常使用本文所用的自由活塞薄壁取土器, 即使这样一种在我国较好的取样方法, 仍然会引起较大的失真, 在确定压缩参数时, 可能严重低估固结屈服压力, 且一方面明显高估固结屈服压力前的沉降变形, 另一方面又明显低估固结屈服

压力后的沉降变形。因此, 提高原位测试的能力和加强试样扰动程度的定量分析和修正方法的研究是今后地基沉降计算的重要课题。

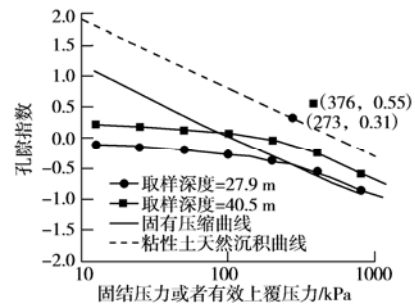


图 9 天然沉积粉质土的典型 $I_v - \lg p$ 压缩曲线

Fig. 9 Typical $I_v - \lg p$ compression curves of natural sedimentary silty soils

5 结 论

(1) 虽然 Burland 的固有压缩曲线是基于塑性图中位于 A 线上方的粘性土试验数据而提出的, 孔隙指数同样能够用于对粉质土的重塑压缩性状进行归一化, 位于塑性图 A 线下方的粉质土的孔隙指数和固结压力的关系与 Burland 的固有压缩曲线一致。

(2) 天然沉积粉质土的天然沉积状态线不仅位于 Burland 的固有压缩曲线上方, 而且大部分土样的原位孔隙指数 I_{v0} 位于普通粘性土沉积曲线上方, 这种现象与高灵敏粘土类似, 表明天然沉积粉质土不仅与大多数天然沉积粘性土一样受到土结构的影响, 而且比天然沉积粘性土有更强的结构, 更高的灵敏度。

(3) 取样扰动对天然沉积粉质土的压缩性的影响很大, 室内试验给出的天然沉积粉质土力学参数容易失真。室内试验得出的固结屈服压力可能严重偏低, 固结屈服压力前的沉降变形可能严重偏大, 固结屈服压力后的沉降变形又可能严重偏小。

参考文献:

- [1] Nakase A, Katsuno M, Kobayashi M. Unconfined compression strength of soils of intermediate grading between sand and clay [J]. Report of Port and Harbor Research Institute, 1972, 11(4): 83 - 102. (in Japanese).
- [2] Nakase A, Kusakabe O, Nomura H. A method of correcting undrained shear strength for sample disturbance [J]. Soils and Foundations, 1985, 25(1): 52 - 64.
- [3] Cola S, Simonini P. Mechanical behavior of silty soils of the Venice lagoon as a function of their grading characteristics [J]. Canadian Geotechnical Journal, 2002, 39(4): 879 - 893.
- [4] Tanaka H, Tanaka M, Tsuchida T. Strength characteristics of

- undisturbed intermediate soil [J]. Journal of Geotechnical Engineering, Proceedings of Japanese Society of Civil Engineering, 1998, **589**/III-42: 195 - 204. (in Japanese).
- [5] Asaoka A, Ihara S, Matsuo M. Effect of permeability on partially-drained clayey ground [A]. The 24th national conference of Japanese Society of Soils and Foundation Engineering [C]. Tokyo, 1989: 1121 - 1122. (in Japanese).
- [6] JTJ024—85. 公路桥涵地基与基础设计规范[S]. 北京: 人民交通出版社, 1985.
- [7] Burland J B. On the compressibility and shear strength of natural clays [J]. Géotechnique, 1990, **40**: 329 - 378.
- [8] Skempton A W. The consolidation of clays by gravitational compaction [J]. Q J Geol Soc, 1970, **125**: 373 - 411.
- [9] Hong Z, Tsuchida T. On compression characteristics of Ariake clays [J]. Canadian Geotechnical Journal, 1999, **36**(5): 807 - 814.
- [10] Leroueil S, Vaughan P R. The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks [J]. Géotechnique, 1990, **40**: 467 - 488.
- [11] Schmertmann J H. The mechanical aging of soils [J]. Journal of Geotechnical Engineering, American Society of Civil Engineers, 1991, **117**(9): 1288 - 1330.
- [12] 张诚厚, 袁文明, 戴济群. 软粘土的结构性及其对路基沉降的影响[J]. 岩土工程学报, 1995, **17**(5): 25 - 32.
- [13] 洪振舜, 刘松玉, 于小军. 关于结构土屈服破坏的探讨[J]. 岩土力学, 2004, **25**(5): 683 - 687.
- [14] Bjerrum L. Engineering geology of Norwegian normally consolidated marine clay as related to settlement of buildings[J]. Géotechnique, 1967, **17**: 81 - 118.
- [15] Hanzawa H, Adachi K. Overconsolidation of alluvial clays[J]. Soils and Foundations, 1983, **23**(4): 106 - 118.
- [16] Hong Z, Liu H, Negami T. Remolded undrained strength of soils[J]. China Ocean Engineering, 2003, **17**(1): 133 - 142.
- [17] Tsuchida T, Mizukami J, Mori Y, Oikawa K. New method for determining undrained strength of clayey ground by means of unconfined compression test and triaxial test[J]. Report of Port and Harbor Research Institute, 1989, **28** (3): 81 - 145.
- [18] Tsuchida T, Tanaka H. Evaluation of strength of soft clay deposits[J]. Report of Port and Harbor Research Institute, 1995, **34** (1): 3 - 37.
- [19] Butterfield R. A natural compression law for soils [J]. Géotechnique, 1979, **29**(4): 469 - 480.
- [20] Hanzawa H, Adachi K. Overconsolidation of alluvial clays [J]. Soils and Foundations, 1983, **23**(4): 106 - 118.
- [21] Hong Z, Onitsuka K. A method of correcting yield stress and compression index of Ariake clays for sample disturbance [J]. Soils and Foundations, 1998, **38**(2): 211 - 222.

2006 年中国交通土建工程学术交流会通知

2006 年第二届中国交通土建工程学术交流会经过一年的筹备, 将于 2006 年 4 月在成都西南交通大学举行。

本次会议论文征集——《2006 年中国交通土建工程学术论文集》将于 2006 年 3 月中旬出版, 分为上、下两册, 收录论文 200 余篇, 具有很高的学术价值。

目前, 组委会工作正在积极进行。王梦恕、陈新等院士将出席本次交流会, 中国铁道部副部长、铁道部相关领导、中国铁道学会理事长、成都地铁有限公司计划发展部部长等将到

会。届时, 业内专家及相关领导将在会上发言并做专题报告。目前已有来自铁道第二勘察设计院、中铁西南科学研究院、成都地铁有限责任公司、中铁二局股份有限公司、中铁八局有限公司等单位近 200 名代表报名参加此次会议。相信本次交流会将成为近年来我国交通土建领域一次高层次的盛会。

欢迎代表来蓉参加会议。联系方式: 西南交通大学科技产业集团产业促进中心, 电话 028-87634738, 87601177; <http://key.swjtu.edu.cn>。

(西南交通大学 供稿)