

文章编号: 1000-7598-(2006)10-1723-04

考虑土体应力历史影响的沉降修正初探

王志亮¹, 孙锡杰²

(1. 中国科技大学 工程学院, 合肥 230027; 2. 青岛海防工程局, 青岛 266031)

摘 要: 在分层总和法中, e - lgp 法比 a_v 法、 e - p 法优越之处在于其考虑了土体应力历史的影响, 但由于参数的难以确定, 导致 e - lgp 法在实际工程中很少应用。介绍了一种在无高压固结试验时可使 a_v 法、 e - p 法中计入土体应力历史影响的思路, 提出了相应的修正系数概念, 分析了该修正系数对于不同状态土体的大致取值范围, 并给出了其近似计算式。实例验证表明, a_v 法、 e - p 法经修正后结果更趋于合理, 且与 e - lgp 法很接近, 故在工程实践中具有一定的参考价值。

关 键 词: 土体; 分层总和法; 应力历史; 修正系数; 沉降

中图分类号: TU 433

文献标识码: A

Discussion of settlement modification considering stress history of soil mass

WANG Zhi-liang¹, SUN Xi-jie²

(1. College of Engineering, University of Science and Technology of China, Hefei 230027, China;

2. Qingdao Coast-defense Engineering Department, Qingdao 266031, China)

Abstract: In layerwise summation method, e - lgp is superior to a_v and e - p method; the reason is that it can be in consideration of the influence of soil stress history. But it is a pity that e - lgp method is rarely used in practical engineering because the related parameters are difficult to be determined. One thought to consider the influences of soil stress history in a_v and e - p method is given when lack of high pressure consolidation test data; and the corresponding concept of correction coefficient M_s is put forward. Besides, the approximate spans of M_s for different status soils are analyzed. Then, the calculated formula is developed. It is found that the results of a_v and e - p methods which are rectified with the correction coefficient are more accuracy and more closed to the e - lgp method. This method can be reference for engineers.

Key words: soil mass; layerwise summation method (LST); stress history; correction coefficient; settlement

1 引 言

土是经过漫长地质年代经受各种地质作用经剥蚀、搬运、堆积等形成的, 根据超固结比的大小可将土层划分为三种固结状态: 正常固结、超固结和欠固结。如果不考虑土体的应力历史影响, 有时会在工程设计中造成严重的后果。文[1]中提供了某重力平台沉降算例: 若把地基中所有土层定为正常固结土时总沉降量为 24.57 cm, 若定为超固结土时总沉降量仅为 2.0 cm, 二者相差 10 倍多。可见在沉降计算中考虑土体应力历史的重要性。

笔者曾对分层总和法中如何考虑土体侧向变形问题进行过大量研究, 提出了均质地基和非均质地基情形的侧向变形修正系数^[2, 3], 但此修正系数一般均大于 1.0, 而《公路软土地基路堤设计与施工技术规范》^[4]中规定, 软土地基沉降修正系数在 0.7~1.4

之间, 可见仅有侧向变形方面的修正系数是不够的, 还需要从土体应力历史等方面的影响入手进行探讨, 力求使修正后的沉降更合理。

2 应力历史影响的分析^[5, 6]

土样从地基中取出, 做试验时应力被释放, 同时土体受到扰动, 因此土工试验所得到的 e - p 、 e - lgp 曲线实际上为回弹与再压缩曲线。图 1 给出了正常固结土压缩曲线 (实线为室内试验曲线), 可见 p_1 在试验曲线上对应的点为 A , 在原压缩 (现场压缩) 曲线上对应的点为 A' , 二者之间的孔隙比之差 ($e'_1 - e_1$) 是由土体的扰动引起的。施加附加应力达到 p_2 , 即图中的 B 点, B 点可能回到原压缩曲线上。用 e - p 法计算时用的是图中 AB 线的斜率 a_v , 而 e - lgp 法用的是 $A'B$ 线的斜率 C_c 。从图 1(b) 中可清楚地看出, 采用试验曲线的 e - p 法计算沉降时孔

隙比变化量($e_1 - e_2$)要小于采用现场压缩曲线 $e-\lg p$ 法的孔隙比变化量($e'_1 - e_2$), 所以对于正常固结性土, $e-p$ 法对地基沉降的计算结果一般比 $e-\lg p$ 法要小, 而对于超固结性土, 分析图 2 (b) 曲线可见, 附加应力 Δp 在试验曲线对应的孔隙比变化量为($e_1 - e_2$), 在现场压缩曲线对应的孔隙比变化量为($e'_1 - e'_2$), 可明显看出前者大于后者, 所以采用 $e-p$ 法计算超固结土的沉降结果反而比 $e-\lg p$ 法的大。

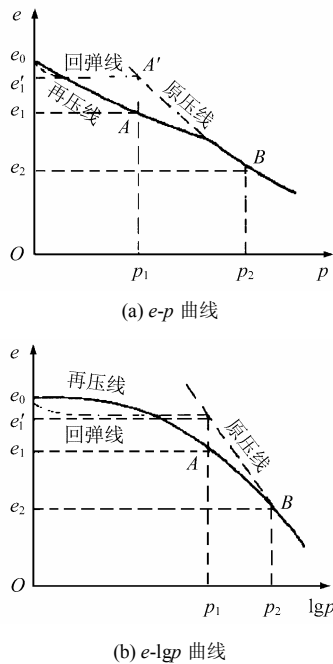


图 1 正常固结土压缩曲线

Fig.1 Compression curve of normal consolidation soil

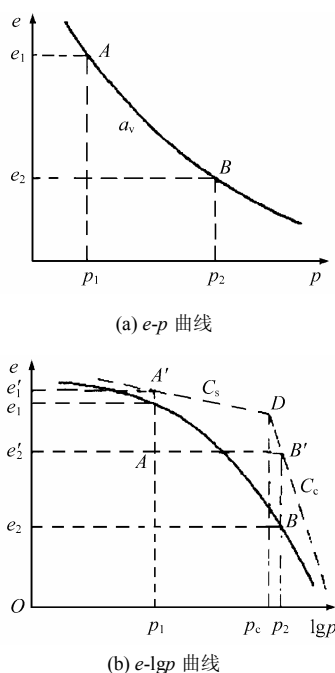


图 2 超固结土压缩曲线

Fig.2 Compression curves of over-consolidation soil

3 考虑应力历史的修正系数

图 3 为固结土的两种情形。对于图 3(a), 设附加应力 $\Delta p = (p_2 - p_1)$, 其在现场压缩曲线 (图中实线) 上引起孔隙比变化量为: $\Delta e_{AC} = C_s \lg(p_2 / p_1)$; 对于超固结土的第二种情形, 即图 3 (b) 所示, Δp 引起的孔隙比变化量为: $\Delta e_{AC} = C_s \lg(p_c / p_1) + C_c \lg(p_2 / p_c)$, 至于正常固结土等可作类似处理, 其相应于 Δp 的孔隙比变化量为: $\Delta e_{AC} = C_c \lg(p_2 / p_1)$ 。在上述各种情形中, Δp 在室内压缩曲线 (图中虚曲线) 上引起的孔隙比增量为设为 Δe_{BD} ,

如此可把考虑土体应力历史的修正系数表示为

$$M_1 = \frac{\Delta e_{AC}}{\Delta e_{BD}} \quad (1)$$

式 (1) 中 Δe_{AC} 算法已讨论过, 对于 Δp 在 $e-p$ 曲线上引起的孔隙比变化量为 Δe_{BD} 可由以下方法确定: 对于 a_v 法, 可近似为 $\Delta e_{BD} = a_v (p_2 - p_1)$, 对于 $e-p$ 法可以根据输入的一系列 (p, e) 值来插值求得, 插值时 p 均取对数值。

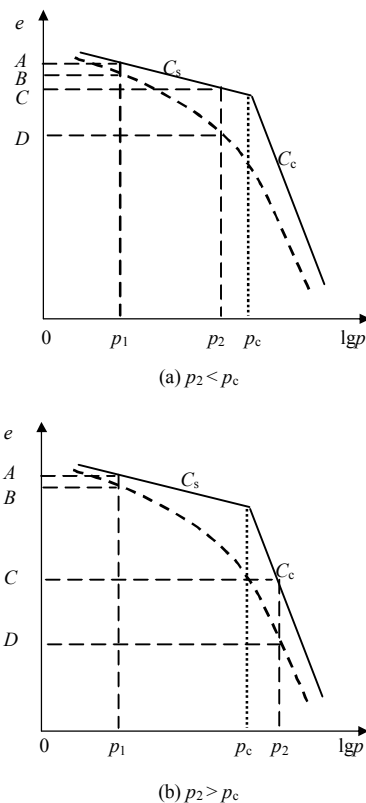


图 3 超固结土 $e-\lg p$ 曲线

Fig.3 The $e-\lg p$ curves of over-consolidation soil

设给定 m 个不等距荷载点: $\lg p_1 < \lg p_2 < \dots < \lg p_{m-1} < \lg p_m$, 及其对应的函数值 (孔隙比): $e_1, e_2, \dots, e_{m-1}, e_m$ 。

为了计算某指定插值点处的孔隙比 e , 选取最靠近的 3 个结点 $(\lg p_i, e_i)$ 、 $(\lg p_j, e_j)$ 和 $(\lg p_k, e_k)$, 用抛物插值公式来计算, 即用通过 3 点的抛物线近似替代 e - $\lg p$ 曲线。采用这种插值法, 则荷载序列内任何一点处的孔隙比值均可以计算出来, 既可避免人为操作的繁琐, 又可以保证计算精度。具体的插值公式为

$$e = \frac{(\lg p - \lg p_j)(\lg p - \lg p_k)}{(\lg p_i - \lg p_j)(\lg p_i - \lg p_k)} e_i + \frac{(\lg p - \lg p_i)(\lg p - \lg p_k)}{(\lg p_j - \lg p_i)(\lg p_j - \lg p_k)} e_j + \frac{(\lg p - \lg p_i)(\lg p - \lg p_j)}{(\lg p_k - \lg p_i)(\lg p_k - \lg p_j)} e_k = f(p) \quad (2)$$

有了式(2), 则对于 e - p 法而言, Δp 对应的孔隙比变化量为 $\Delta e_{BD} = f(p_1) - f(p_2)$ 。为此考虑土体应力历史影响的修正系数归纳如下^[5]:

当 $p_2 < p_c$ 时,

$$M_s = \frac{C_s \lg(p_2 / p_1)}{\Delta e_{BD}} \quad (3)$$

当 $p_1 < p_c$ 且 $p_2 > p_c$ 时,

$$M_s = \frac{C_s \lg(p_c / p_1) + C_c \lg(p_2 / p_c)}{\Delta e_{BD}} \quad (4)$$

当 $p_1 \geq p_c$ 时,

$$M_s = \frac{C_c \lg(p_2 / p_1)}{\Delta e_{BD}} \quad (5)$$

一般而言, 上面各式得出修正系数 M_s 对于超固结土是小于 1.0 的, 对于正常固结土是大于 1.0 的。有了土体应力历史影响的沉降修正系数, 就可以对 a_v 法、 e - p 法等的计算结果进行修正。

4 压缩指数、回弹指数及前期固结压力的近似确定法

在上面讨论中, 假设压缩指数 C_c 、回弹指数 C_s 和前期固结压力 p_c 这 3 个指标均已提供, 下面将给出一种基于土体室内常规试验数据 (如 I_L 、 I_p 、 c_u 等) 来推求 C_c 、 C_s 和 p_c 的近似方法。在目前可见的资料中, 多数估算前期固结应力的经验公式仍采用液性指数 I_L , 文[6]提出的 p_c 与 I_L 之间关系式使用了灵敏度以提高计算精度, 文[7]通过对灵敏度为 1~10 的黏性土进行分析后认为, 灵敏度对 p_c 与 I_L 之间的关系没有影响, 并建议用下式来估算前期固结应力:

$$p_c = p_0 \times 10^{(1.11-1.62I_L)} \quad (6)$$

式中 p_0 为大气压力 (kPa)。

张荣堂等^[8]曾作过大量回归分析得出如下的回归分析式:

$$p_c = 10^{(2.90-0.96I_L)} \quad (7)$$

在计算过程中笔者发现, 式(7) 计算出的前期固结应力值和试验值的吻合程度一般要高于式(6)。当液限指数在 [0.25, 1.0] 区间取值, 即土体状态处在硬~可塑~软塑之间时, 式(7) 估算出的 p_c 值还是值得信赖的。此外, Mesri G^[9, 10]曾提出了 p_c 与扰动不排水剪强度之间近似相关式, 此处不再介绍。

C_c 、 C_s 是 e - $\lg p$ 法计算沉降时不可缺少的 2 个参数。Nakase^[11]曾对十几种饱和黏性土 (塑性指数 I_p 在 10~50 之间) 试样进行了大量的三轴和侧限压缩试验, 其统计分析结果如下:

$$C_c = 0.046 + 0.010 4 I_p \quad (8)$$

$$C_s = 0.001 93 (I_p - 4.6) \quad (9)$$

而 I_p 属于常规物理指标。

綜上述, 只要有了某土体的液 I_L 和 I_p 等就能确定 p_c 、 C_c 和 C_s , 再带入式(3)~(5), 这样考虑土体应力历史影响的修正系数就可近似地计算。

5 实例计算

某高速公路中堤高 6.0 m, 顶宽 24 m, 坡比 1:1.5, 路堤填土重度为 20 kN/m³。路基中有 3 个天然土层, 从上到下依次为: ①黄褐色粉质黏土, ②灰褐色粉质黏土, ③淡黄色粉质黏土, 其物理力学指标^[3]见表 1。根据表 1 提供的 I_L 、 I_p , 利用式(6)~(9)可近似估算出前期固结应力、压缩指数与回弹指数并与试验值对比, 见表 2。

表 1 土层物理力学指标

Table 1 Physico-mechanical parameters of soil layers

土层	厚度 /m	γ /kN·m ⁻³	e	I_p	I_L	a_v /MPa ⁻¹
①	0~5.4	18.9	0.836	10.5	0.52	0.25
②	5.4~24.6	19.2	0.850	11.8	0.69	0.27
③	24.6~40.0	19.5	0.820	9.9	0.71	0.26

表 2 部分指标试验值和估算值对比

Table 2 Comparisons between test and estimate values of part indexes

土层	试验值			估算值		
	C_c	C_s	p_c /kPa	C_c	C_s	p_c /kPa
①	0.151	0.013	223	0.155	0.011	251.7
②	0.166	0.012	185	0.169	0.014	172.8
③	0.131	0.011	161	0.149	0.010	165.3

表 2 中的前期固结应力是采用式(7) 预估的, 可以看出这种近似求前期固结压力比较准确。大家

知道,即使是试验得出的值误差也是难免,如在卡萨格兰德法,人为因素的影响或多或少的存在着。可见式(7)对压缩指数和回弹指数的估算值精度也比较令人满意。

下面利用压缩系数法(a_v 法)对该路堤沉降进行计算,再依据估算出的参数 p_c 、 C_c 、 C_s 推求近似修正系数 M_s ,又根据 M_s 对 a_v 法的计算结果进行修正,然后与基于试验数据进行沉降 e -lgp法的计算结果进行比较。

表3 沉降计算结果对比

Table 3 Comparisons of settlement calculated results

亚层号	自重应力 /kPa	附加应力 /kPa	沉降/cm			
			a_v 法			e -lgp 法
			修正前	M_s	修正后	
①-1	25.51	119.97	4.41	0.277	1.22	1.45
①-2	76.54	119.19	4.38	0.151	0.66	0.78
②-1	116.78	116.44	5.44	0.776	4.22	3.30
②-2	146.22	111.16	5.19	1.008	5.23	4.33
②-3	175.66	104.37	4.87	1.215	5.92	5.22
②-4	205.1	97.01	4.53	1.085	4.92	4.83
②-5	234.54	89.74	4.19	0.981	4.11	4.04
②-6	263.98	82.92	3.87	0.896	3.47	3.41
③-1	293.33	76.80	2.08	1.225	2.55	2.24
③-2	322.59	71.39	1.93	1.133	2.19	1.92
③-3	351.85	66.53	1.80	1.053	1.90	1.67
③-4	381.11	62.18	1.68	0.983	1.65	1.46
③-5	410.37	58.28	1.58	0.922	1.45	1.28
总计			45.95		39.49	35.93

计算中,设地下水位在第①、②层土的交界处(即地下5.4 m处),地基中沉降计算深度为40 m,共分为13个亚土层,各层土的修正系数见表2。从计算结果可见;由于第①~③亚土层所受应力小,且超固结状态严重,故修正系数 M_s 较小,随着深度增大,土体受到的应力逐渐增大,修正系数也增大,这是因为此时路基中大部分土体已超过了回弹再压缩阶段,而接近正常固结状态。整个地基的修正系数加权值为0.90。 a_v 法结果修正前为45.95 cm,与 e -lgp法结果相差较大,几乎达到28%,而按本文考虑应力历史的修正法修正后,沉降为39.49 cm,很接近 e -lgp法结果,相对误差大大减小。所以,对于无法获得高压固结试验的工程设计, a_v 修正法比较合理,且简便实用。

6 结 论

(1) 应力历史对沉降的影响是不容忽视的,本文提出的方法可在一定程度上弥补 a_v 法和 e -p法在该方面存在的不足。若把该法得到的应力历史影响的修正系数与考虑侧向变形影响的修正系数^[2]综合起来,则一维分层总和法计算结果更准确。

(2) 对于存在超固结土,且前期固结应力较大的地基,考虑应力历史影响会使所得到的沉降显著减少,从而在一定程度上节省了软基的加固费用。

(3) 文中给出的 C_c 、 C_s 、 p_c 估算法尽管带有近似性,但还是符合大多数土体,对于坚硬态或流塑态的土体适应性要差些。

参 考 文 献

- [1] 姚海林, 马时冬, 卢应发. 正常固结土和超固结土的一些特性及其应力历史的确定[J]. 岩土力学, 1994, 15(3): 38—45.
YAO Hai-lin, MA Shi-dong. Some properties for normally-consolidated soils and over-consolidated soils and determination of its stress history[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 1994, 15(3): 38—45.
- [2] 王志亮, 殷宗泽. 考虑土体侧胀性的路堤沉降计算探讨[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(10): 1 772—1 777.
WANG Zhi-liang, YIN Zong-ze. Discussion on settlement calculation of embankment considering lateral dilation behavior of soils[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2005, 24(10): 1 772—1 777.
- [3] 王志亮. 软基路堤沉降预测和计算[博士学位论文 D]. 南京: 河海大学, 2004.
- [4] JTJ017—96, 公路软土地基路堤设计与施工规范[S].
- [5] 吴钰, 徐泽中. 不同方法估算地基最终沉降的分析研究[J]. 水利水电科技进展, 1998, 18(2): 17—21.
WU Yu, XU Ze-zhong. Analysis and study on predicted settlement of embankment with different methods[J]. **Advances in Science and Technology of Water Resources**, 1998, 18(2): 17—21.
- [6] 殷宗泽. 土体固结和沉降[M]. 北京: 中国电力出版社, 1998.
- [7] INAVFAC. Soil Mechanics[M]. Alexandria: Naval Facilities Engineering Command, 1982.
- [8] Stas C V, Kulhawy F H. Critical evaluation of design methods for foundations under axial uplift and compression loading[R]. Report EL-3771, Palo Alto: Electric Power Research Institute, 1984.
- [9] 张荣堂, Tom Lunne. 近海黏土设计参数和指标特性之间的关系分析[J]. 岩土力学, 2003, 24(5): 705—709.
ZHANG Rong-tang, Tom Lunne. Correlations between design parameters and index properties for offshore clays [J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2003, 24(5): 705—709.
- [10] Mesri G. Discussion of new design procedure for stability of soft clays[J]. **Journal of Geotechnical Engineering**, 1975, 101(4): 409—412.
- [11] Mesri G. A re-evaluation of s'' (mob) = 0.22s'p using laboratory shear tests[J]. **Canadian Geotechnical Journal**, 1989, 26(1): 301—309.
- [12] Nakase A, Kamei T. Constitutive parameters estimated by plasticity index[J]. **Journal of Geotechnical Engineering, ASCE**, 1998, 114(7): 844—858.