

对比分析确定方法, t 值不可避免的会有较大的随意性。笔者认为应当通过建立 t 的具体表达式, 来确定参数 t 的值。原文及文献[1,2]指出微观结构层次的变形具有累积性, 则可以认为微观结构层次的变形分为 n 个阶段, 每个阶段对应着不同的微观量 $\frac{k_m}{1+e_u}$, 从而有着不同的变形量, 各阶段的变形量累计

之和即为微观结构层次的变形量, 即

$$d\varepsilon_{vm} = \left(\frac{k_{m1}}{1+e_{u1}} + \frac{k_{m2}}{1+e_{u2}} + \dots + \frac{k_{mi}}{1+e_{ui}} + \dots + \frac{k_{mn}}{1+e_{un}} \right) \frac{dp'}{p'} \quad (2)$$

同样采用宏观量来表示各阶段的微观量, 则有

$$\frac{k_{mi}}{1+e_{ui}} = f(i) \frac{k}{1+e_0} \quad (i=1, 2, \dots, n) \quad (3)$$

其中 $f(i)$ 为第 i 阶段所对应的微-宏观结构变形耦合参数, 假定会随着变形的不断积累和稳定而逐渐减小, 取 $f(i) = \frac{1}{i}$, 将

公式(3)代入公式(2)可得

$$d\varepsilon_{vm} = \sum_{i=1}^n f(i) \frac{k}{1+e_0} \frac{dp'}{p'} = t \frac{k}{1+e_0} \frac{dp'}{p'} \quad (4)$$

由公式(4)可得到 t 的表达式为

$$t = \sum_{i=1}^n \frac{1}{i} = 1 + \frac{1}{2} + \dots + \frac{1}{n} \quad (5)$$

根据原文及文献[3~7], 随着干湿循环次数的增加, 干湿循环的滞回圈逐渐减小, 土的结构趋于稳定, 膨胀土的脱湿-吸湿曲线相接近。此时, 微-宏观结构的耦合胀缩变形也趋于稳定, 微观结构层次变形所经历的阶段数可认为趋于一个定值。所以可以采用稳定时的干湿循环次数作为微观结构层次变形所经历的阶段数, 而采用公式(5)求得微-宏观结构变形耦合参数 t 。对于不同类型的非饱和膨胀土, 达到结构稳定时的干湿循环次数不同, 所得到的 t 值也不相同。对于原文中的例子, 由公式(5)可以得到 $t = 2.45$ (取 $n = 6$)。

(2) 关于与吸力相关的宏观结构塑性屈服面的确定。原文引用文献[8]的假定, 认为吸力增加屈服条件为 $s = s_0$, s_0 为土体在历史上所经历过的最大吸力。但是此屈服条件自提出以来尚未得到验证, 并与一些试验结果不相符^[9-11]。文献[9]认为可将吸力增加屈服条件修正为 $s = s_y$, s_y 为屈服吸力, 可以由净总应力等于零的常规收缩试验确定, 此屈服条件得到了进一步的验证^[11-12]。由此, 笔者认为宜将原文中的 SIM 屈服面方程修改为 $s = s_y$, 以 s_y 作为吸力增加时宏观结构的硬化参数, 并由此确定屈服面所包围区域。

参考文献:

- [1] ALONSO E E, VAUNAT J, GENS A, BLIGHT G E. Modeling the mechanical behaviour of expansive clays [J]. Engineering Geology, 1999, 54: 173 - 183.
- [2] GENS A, ALONSO E E. A framework for the behaviour of unsaturated expansive clays [J]. Canadian Geotechnique Journal, 1992, 29: 1013 - 1032.
- [3] DIF A E, BLUEMEL W F. Expansive soils under cyclic drying and wetting, technical note [J]. Geotech. Testing J, 1991, 14(1): 96 - 102.
- [4] 缪林昌, 刘松玉. 南阳膨胀土的水分特征和强度特性研究 [J]. 水利学报, 2002, 21(7): 87 - 92.
- [5] 龚壁卫, 吴宏伟, 王 斌. 应力状态对膨胀土 SWCC 的影响研究 [J]. 岩土力学, 2004, 25(12): 1915 - 1918.
- [6] 刘松玉, 季鹏, 方 磊. 击实膨胀土的循环膨胀特性研究 [J]. 岩土工程学报, 1999, 21(1): 9 - 13.

对“非饱和膨胀土的弹塑性本构模型研究”讨论的答复

曹雪山, 殷宗泽, 沈才华

(河海大学交通学院, 江苏 南京 210098)

中图分类号: TU41

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 4548(2006)06 - 0806 - 02

作者简介: 曹雪山 (1970 -), 男, 河海大学交通学院讲师, 岩土工程专业博士研究生, 从事膨胀土边坡稳定数值分析的研究, 桥梁工程、基础工程及地基处理等课程的教学工作。

非常感谢李培勇先生对“非饱和膨胀土的弹塑性本构模型研究”一文 (以下简称“原文”) 的讨论和关注, 结合讨论稿对原文中的两个问题, 答复如下:

(1) 微-宏观结构变形耦合参数 t 的确定。膨胀土的胀缩机理很复杂, 其中与膨胀变形相关的因素有: 集聚体弹性变形、组成粘土矿物的亲水力、粘土颗粒的电性及离子交换能力等; 与收缩变形相关的因素有: 集聚体的粒度分布、粘土矿物类型、粒度排列特征等^[1]。为此, 原文指出参数 t 涉及的因素较多, 如“组成集聚体的矿物物理化学性质、形成集聚体的结构类型

和宏观结构层次的颗粒之间排列特征等”。在一定荷载作用下的膨胀土干湿循环试验中, 集聚体的矿物成分、水溶液成分和外部环境是不变的, 而集聚体大小及其排列随着干湿循环的继续, 趋向稳定^[2]。因此胀缩变形存在一定累积性, 讨论稿将参数 t 看作某一级数和, 不失为一个较好的方法。但讨论稿所选择的 $f(i) = \frac{1}{i}$ 是不合适的, 原因是 $f(i)$ 不能反映膨胀土在干湿循环过程中胀缩变形的累计特性, 胀缩变形累计过程应该近似为变号级数, 且级数收敛。至于如何选择级数, 尚须结合膨胀土

干湿循环试验变形量测值与试算值比较分析结果进一步研究确定。

(2) 与吸力相关的宏观结构塑性屈服面的确定。Alonso 在 1992 年提出的非饱和土模型的吸力屈服面^[3] $s=s_0$ ，是当吸力超过土体过去曾经历过的最大吸力 s_0 时，土体产生不可逆的塑性应变。这个吸力屈服面对低膨胀性土是适用的，并在国内外已经普遍认可；用于计算膨胀土的变形，由于还有很多认识不清的影响因素，因此选择简单的，能反映问题的基本特性(如宏观结构特征变化)的屈服面，也是重要的^[4]，由此原文选择了 Alonso 的吸力屈服面。对于讨论稿所提出的修正，尚须进一步研究。

参考文献：

[1] DIF A E, BLUEMEL W F. Expansive soils under cyclic

drying and wetting, technical note[J]. Geotech Testing J, 1991,14(1): 96 - 102.

[2] 张 锐, 杨和平, 刘龙武. 干湿循环过程中荷载对膨胀土变形及强度的影响[C]//第二届全国非饱和土学术研讨会论文集. 杭州, 2005, 4: 342 - 349.

[3] ALONSO E E, GENS A, JOSA A. A constitutive model for partially saturated soils[J]. Geotechnique, 1990, 40(3): 405 - 430.

[4] GENS A, ALONSO E E. A framework for the behaviour of unsaturated expansive clays[J]. Canadian Geotechnique Journal, 1992, 29: 1013 - 1032.

关于“全长粘结式预应力锚索加固基坑仿真试验研究”的讨论

丁勇春, 王建华

(上海交通大学土木工程系, 上海 200030)

中图分类号: TU317

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 4548(2006)06 - 0807 - 01

作者简介: 丁勇春(1979 -), 男, 江苏盐城人, 博士研究生, 主要从事基坑及地下工程方面的研究。

“全长粘结式预应力锚索加固基坑仿真试验研究”一文刊登于贵刊 2006 年第 1 期(以下简称“原文”)。原文采用数值仿真试验方法, 对全长粘结式预应力锚索加固基坑的机理进行了研究。笔者认为以下几个部分值得商榷:

(1) 原文两次提及论文的研究成果与已有研究成果的对比, 并表明原文的计算结果较为可靠。但是原文在其计算结果部分却未见所提及的计算结果比较分析, 何来得出结论认为原文的计算结果较为可靠。故笔者认为原文作者在文中未经结果的详细对比分析就得出结论显得有些牵强。

(2) 原文在 2.1 节“模型特点、边界条件及模拟方法”部分采用壳单元模拟垫墩。实际工程中预应力锚索垫墩力学特性应为三维各向同性弹性体, 连续介质快速拉格朗日计算程序 FLAC3D 中壳单元定义为弹性正交各向异性体。故笔者认为应将实际工程中的网喷混凝土面层用壳单元模拟, 而将垫墩用三维各向同性体或近似用刚性体模拟, 这样的模型计算假定将更加合理。

(3) 原文在 2.1 节“模型特点、边界条件及模拟方法”部分模型计算条件假定中忽略介质的重力作用。实际工程中预应力锚索就是用来平衡因基坑开挖所引起的土体水平应力释放并限制基坑外围地层的移动, 忽略介质的重力作用就不能合理考虑基坑的开挖效应。同时, 原文未考虑基坑开挖预应力锚索加固的三维空间效应, 计算结果可靠性值得进一步讨论。

(4) 原文在 2.2 节“模型的力学参数”部分未阐述模型介质所采用的本构模型, 但根据原文表 1 中所列力学参数的推断, 笔者认为原文应该采用的是 Mohr-Coulomb 模型, FLAC3D

中的 Mohr-Coulomb 模型可以考虑材料的抗拉强度, 其最大值可表示为 $\sigma_{\max}^t = c / \tan \varphi$ ^[1], 式中, c 为粘结力, φ 为内摩擦角。根据原文提供的力学参数模型, 介质的极限抗拉强度应为 $0 \sim 8.6 \times 10^4 \text{Pa}$ 。

(5) 原文在 3.1 节“单锚加固计算结果分析”部分结论 (4) 认为不同锚固力作用下锚索的轴力分布形式基本一样, 数值差别也较小。但从原文图 4 可以看出, 当施加的预应力值较高时, 锚索轴力峰值出现在距预拉端 1/3 索长 (3 m) 附近; 当施加的预应力值较低时, 锚索轴力峰值出现在距预拉端 1/2 索长 (6 m) 附近。另外, 锚索轴力沿索长的衰减程度也不同。

(6) 原文未在任何地方提及模型计算得到的基坑位移和变形, 而实际基坑工程中最关心的往往就是因基坑开挖所造成的地层位移和地表变形以及这种变形所造成的邻近地面建(构)筑物和地下管线设施的变形和破坏, 故原文有关这一部分的内容有待进一步完善。

参考文献：

[1] Itasca Consulting Group Inc. Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions. Users' Manual[R]. USA: Itasca Consulting Group Inc, 1997.

讨论稿收稿日期: 2006 - 02 - 30

答复稿收稿日期: 2006 - 04 - 14