

# 对“砂土的稳态强度: 概念与试验”讨论的答复

张惠明

(中国铁道科学研究院, 北京, 100081)

曾巧玲

(北方交通大学, 北京, 100044)

很感谢赵成刚教授和于子中先生对这篇论文提出的几个问题。下面就这些问题补充一些笔者的认识。\*

砂土液化的两大研究课题: 液化的触发条件和液化后的力学性状, 国际学术界从 80 年代已基本放弃对前者的研究而将注意力集中于后者, 因为“更为适当和经济的方法是在液化已发生的前提下, 确保边坡和路堤抵抗流动破坏的稳定性, 而不是去防止液化的触发<sup>[1]</sup>”。砂土液化后有三种力学性状: 加工硬化、稳态和准稳态性状。绝大多数松砂在三轴不排水试验中, 表现出准稳态性状<sup>[2~4]</sup>。但这种准稳态性状是有疑问的。

## 1 准稳态后的“剪胀趋势”不是砂土的真实性质

砂土的摩擦角在剪切过程中是不变的<sup>[3]</sup>, 准稳态后的孔隙压力下降无疑是由于试样体积有膨胀趋势所致, 但这种剪胀趋势不一定来自试样的剪切区。如原文图 1 所示, 松砂试样在不排水剪切过程中, 一般在轴向应变约为 9%~15% 的范围内出现一个暂时的稳定状态(准稳态), 其间, 剪应力、有效应力、孔隙压力和应变速率都保持不变, 完全满足稳态定义中的要求, 但此后孔隙压力下降, 偏应力增加。根据稳态的定义<sup>[5]</sup>, 剪切过程中, 只有所有颗粒排列都达到一种宏观的统计稳定状态下, 稳态才会表现出来。也就是说, 在上述不排水剪切试验中, 颗粒排列的统计稳定状态在应变为 9%~15% 时已经达到, 但何以这种统计的颗粒排列状态可以在这一应变范围内保持稳定, 而后又被打破? 是试样剪切区内发生了这种变化, 还是剪切区外的边界条件导致了这种现象的发生?

原文图 2 的松砂三轴排水试验结果表明, 剪应力在应变约为 12% 时达到峰值, 随后保持在此峰值上不随应变而变; 孔隙比也在应变约为 12% 时达到最小值并保持不变直至应变为 17%, 但此后则持续增加。根据临界孔隙比的概念<sup>[6]</sup>, 常剪应力和常有效应力在排水剪切中应该对应于一个常孔隙比。上述排水试验中, 剪应力和孔隙比的不同变化模式表明, 它们反映了大应变下试样不同区域的变化状态。剪应力反映的是来自于剪切区的该试样的最小抗剪阻力。当剪切区达到极限稳定状态后, 剪应力也就相应地保持在极值不变。而孔隙比指标反映的是试样的总体积变化。即使试样的剪切区已达到极限状态, 其体积不再变化, 但如果试样端部区域仍不断地产生膨胀趋势, 则孔隙比指标会相应地持续增加。

综观松砂的三轴剪切试验结果还可发现, 不排水剪切中准稳态后孔隙压力的下降, 以及排水剪切中准稳态后孔隙比指标的增加, 都是在轴向应变约为 15% 时开始出现的<sup>[2,3]</sup>。这从另一个方面说明, 准稳态后的孔隙压力下降(不排水剪)或孔隙比指标的增加(排水剪), 都可能是由于三轴试验中的一种系统误差所致。

## 2 端部约束导致准稳态后体胀的机理

在三轴剪切过程中, 如果没有端部约束, 试样将保持圆柱状, 随轴向应变的增加整个试样均匀向外胀大。由于端部摩擦阻力的影响, 试样端部区域的径向变形受到约束, 形成了常见的鼓形变形。亦即端部区域的外胀趋势受到限制, 外胀的势能也就积聚起来。端部摩擦阻力愈大, 相同应变下的外胀势能也就愈大。当轴向应变增加到一定程度时, 端部区域积聚的外胀势能就会逐渐释放出来, 从而造成了准稳态后的孔隙压力下降和抗剪应力增加(不排水剪), 或孔隙比升高(排水剪)。

## 3 端部约束对三轴试验结果的影响

端部约束会造成三轴试样内的应变和应力的不均匀性, 进而影响到试样的应力-应变特性, 孔隙压力或体积变化和强度特性。这些影响在本世纪初已有人注意到, 并在 60 年代受到广泛的关注<sup>[7~10]</sup>。有多种方法提出来试图减小端部约束的影响, 但只有 Rowe<sup>[7]</sup>提出的润滑试样帽(lubricated end platen)才可有效地减少这种端部约束。润滑试样帽是由一橡皮膜隔一层润滑剂覆盖在常规试样帽上构成, 加大橡皮膜和润滑剂的厚度可更为有效地减少端部约束, 但可能会带来大的孔隙比误差<sup>[11]</sup>。

图 1 是不同端部摩擦条件下试样端部径向变形的情况。图中可见端部的约束条件对径向应变的影响很大, 有端部润滑的径向应变比没有端部润滑的大一倍以上, 但仍比无边界约束条件下的径向应变小得多。端部约束条件对剪切结果也有很大的影响(图 2)。图中结果表明, 在相同试样密度条件下, 试样帽和试样之间的摩擦阻力愈大, 试样发挥出来的抗剪强度愈大, 而产生的孔隙水压力则愈低。

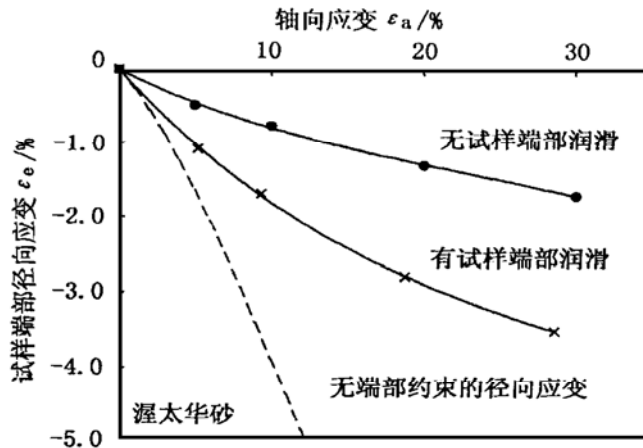


图 1 三轴试验中的轴向应变和端部径向应变

Fig. 1 Axial and the end radial strain in triaxial tests

\* 到稿日期: 1999-07-05

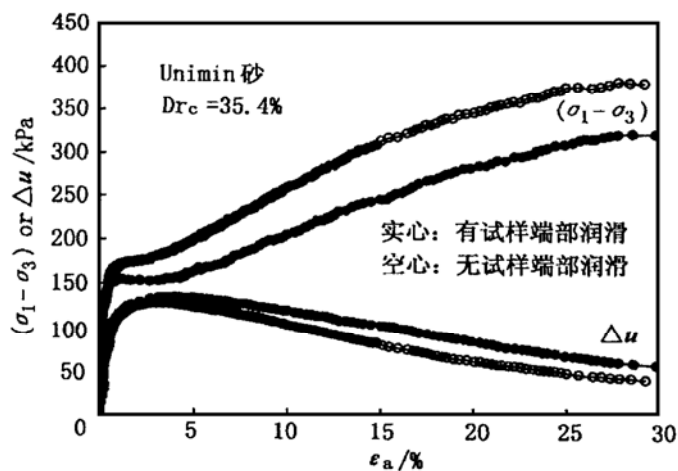


图2 端部约束对三轴不排水剪切试验结果的影响

Fig. 2 The end restraint effect for UU- tests

#### 4 稳态强度与4个变形阶段

原文根据试验结果,将砂土不排水剪切过程分为4个变形阶段:初始阶段、坍塌阶段、临界应力阶段和后破坏阶段。对于松砂而言,通常表现出前3个变形阶段;但如果没有端部约束的影响,可能只会出现初始阶段和坍塌阶段,而不会出现临界应力变形阶段。实际上松砂试样的坍塌阶段和临界应力阶段的区分不是很明显的。图3的试验结果表明,坍塌触发后,在很短的时间内产生了从0.8%~22%的坍塌变形;在此过程中,

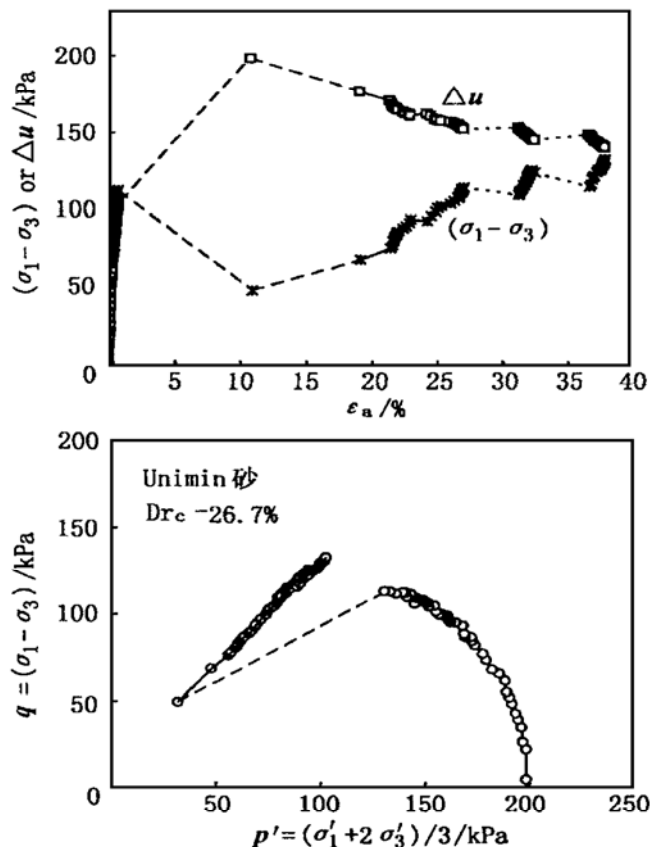


图3 松砂三轴不排水剪的临界应力变形阶段

Fig. 3 Critical stress stage in UU- tests

试样的应力路径已沿着“临界应力路径”往上走了25 kPa。很有意思的是,在临界应力阶段,随着孔隙压力的下降,剪应力的增加,仍有多数坍塌变形发生,但有效应力路径始终沿着“临界应力路径”往上爬。这些结果表明,在剪切过程中,试样的内摩擦角是不变的,而在临界应力阶段,由于孔隙压力下降产生的剪应力的增加是不可靠的,因此只有在首个坍塌中的准稳态发挥出来的抗剪能力,才是试样真正的稳态强度。

对于较密实砂(其固结状态在稳态线SSL以下)的不排水剪切,只会出现初始阶段、临界应力阶段和后破坏阶段,没有坍塌阶段。由于密实砂的抗剪强度较高,相应地剪切过程中的试样与试样帽之间的摩擦阻力较大,所产生的端部约束效应会更为明显。而且密实砂的剪切还有另一个不均匀变形问题:剪切带的产生。剪切带形成后,其中的孔隙比与整个试样的孔隙比有很大的差异,而试样的剪切强度不取决于剪切带的状态,由此可能会低估该试样的强度。因此,用密实试样来确定砂土的稳态强度是不可靠的,也没有必要,因为密实状态下砂土是不会发生流滑破坏的。

#### 参考文献

- Seed H B. Design problems in soil liquefaction. J. Geotech Eng Div, ASCE, 1987, **113**(8): 827~ 845
- Ishihara K. Liquefaction and flow failure during earthquake. Geotechnique, 1993, **43**(3): 351~ 415
- Zhang H. Steady state behavior of sands and limitations of the triaxial tests: [Ph D thesis]. Ottawa, Canada: University of Ottawa, 1997
- Zhang H, Garga V K. Quasi-steady state: a real behavior? Can Geotech J, 1997, **34**(5): 749~ 761
- Poulos S J. The steady state of deformation. J. Geotech Eng Div, ASCE, 1981, **107**(5): 553~ 562
- Casagrande A. Liquefaction and cyclic deformation of sands: a critical review. Harvard Soil Mechanics Series No. 88, Harvard University, Cambridge, Mass, 1975
- Rowe P W. The stress dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. Proc Royal Society, London, Series A, 1962, **269**: 500~ 527
- Rowe P W, Barden L. Importance of free ends in triaxial testing. J Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 1964, **90**(1): 1~ 27
- Bishop A W, Green E G. The influence of end restraint on the compression strength of a cohesionless soil. Geotechnique, 1965, **15**(3): 243~ 266
- Duncan J M, Dunlop P. The significance of cap and base restraint. J Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 1968, **94**(1): 271~ 290
- Garga V K, Zhang H. Volume changes in undrained triaxial tests on sands. Can Geotech J, 1997, **34**(5): 762~ 772