



式中  $k_s$  和  $k_n$  分别为切向和法向的单位长度劲度系数  $\text{kN/m}^3$ .

对粘土颗粒而言,接触面的切向劲度系数不仅与法向应力和切向位移的大小有关,而且与接触点胶结强度的大小和损伤程度有关.这里采用公式<sup>[5]</sup>

$$k_{st} = \left( 1 - \frac{R_f \tau}{\sigma_n \tan \delta + c} \right)^2 K_1 \gamma_w \left( \frac{\sigma_n}{p_a} \right)^l \quad (2)$$

式中:  $K_1$ ,  $l$ ,  $R_f$ ——非线性指标;  $\delta$ ——接触面材料的外摩擦角;  $\gamma_w$ ——水的容重;  $p_a$ ——大气压力.对接触点的胶结强度及其损伤,通过调整  $K_1$  和  $l$  来实现.用 Coulomb 摩擦准则来控制接触面间摩擦力的最大值.

## 2 土颗粒间的物理化学作用力

### 2.1 Van Der Waals 吸力

Van Der Waals 力是分子间的吸引力,考虑阻滞效应的修正 London 方程为<sup>[6]</sup>

$$u(r) = - \frac{Bc}{r^9(r+c)} \quad (3)$$

粘土颗粒尺寸在纳米级,是由许多分子群集的宏观体,其能量和作用力可以通过将所有单个分子间的作用力求和得到. Anandarajah<sup>[6]</sup> 据此提出长方体板和有限厚度无限长墙间 Van Der Waals 力计算公式.

### 2.2 双电层斥力

粘土颗粒表面一般带有负电荷,粒子间存在着静电斥力.两个无限长平行粒子单位长度上的斥力为

$$F_{\infty}^R = 2nkKT \left[ \cosh \left( \frac{\nu e \Psi}{kT} \right) - 1 \right] \quad (4)$$

式中:  $n$ ,  $e$ ,  $k$ ,  $T$ ,  $\nu$ ,  $\Psi$ ——离子浓度、单位电荷、Boltzmann 常数、绝对温度、离子价数、电位;  $K^{-1}$ ——在一价离子的溶液中无限长粘粒的双电层厚度. Anandarajah<sup>[7]</sup> 运用数值分析法提出了有关经验公式.

## 3 粘土颗粒在外荷作用下的大变形模拟

### 3.1 大变形分析中几种情况的处理

a. 消失单元的“虚单元”模拟. 土粒聚合体在受力变形过程中,当某单元中的拉应力超过土粒的抗拉强度时,该单元就会断裂,使一些原有的接触面单元消失.对消失的单元,引入“虚单元”,它是独立于计算域外的虚拟单元,对计算域既没有刚度贡献也没有荷载贡献,它的存在不影响计算域的计算结果.在土粒变形分析中采用这样的虚单元,就能在一次有限元计算中模拟土粒的旋转和坍塌.

b. 接触滑移方向的变化. 当土颗粒端点沿某个滑移面滑动,途中遇到另一个交叉的滑移面时,应将原有的接触面单元转换到新的滑移面上,以变更土粒滑移方向.

c. 断裂单元的塌落. 土颗粒断裂后,在自重作用下,会从高处向下旋转和坍塌,落到较低的位置,形成新的接触和单元.

d. 单元及约束的增加和消失. 随着变形的增加,土体的孔隙比越来越小,颗粒间接触点的数量也越来越多,一旦有新的接触点产生,就要生成新的接触面单元.单元的断裂和塌落也形成新的单元和边界约束,而另一些边界约束则会删除.因此,在大变形的每个计算步中,都要对单元参数和边界约束信息进行局部调整.

### 3.2 计算模型和主要计算参数

土颗粒是弹性和粘滞性的结合体,加荷期可按弹性体来计算受力变形,恒载期可用 Mitchall 模型来计算蠕变变形.结合水具有较强的粘滞性和塑性变形特征,采用 Bingham 粘塑性模型.接触面位移和应力的关系,采用弹粘塑性模型<sup>[8]</sup>.

以高岭土粒子的典型尺寸为例.粒子厚  $0.1 \mu\text{m}$ ,长  $0.5 \sim 1 \mu\text{m}$ ,双电层内的结合水膜厚度  $0.03 \mu\text{m}$ ,颗粒间物理化学力参数  $\nu = 1$ ,  $n = 1 \times 10^{-3} \text{ mol/L}$ ,  $T = 293 \text{ K}$ ,  $\Psi_0 = 0.21 \text{ V}$ , Hamker 常数  $A = 4.5 \times 10^{-20}$ , 土颗粒流变参数  $A = 0.001$ ,  $m = 0.9$ ,  $\bar{\alpha} = 3$ ,  $t_1 = 1 \text{ d}$ , 接触面单元的参数  $\delta = 26^\circ$ ,  $R_f = 0.85$ ,  $K_n = 1 \times 10^8 \text{ kN/m}^3$ ,  $n = 0.8$ .

### 3.3 3片土颗粒骨架的变形模拟

图 2(a) 为 3 片土颗粒组合结构,顶面受荷,上下 2 个土粒侧边受到  $x$  向约束,下部土粒底边固定.运用编制的弹塑性大变形有限元分析程序<sup>[9]</sup>模拟其变形过程,如图 2(b)(c) 所示.土骨架受荷后,首先是上面接触

点处结合水膜受压, 继而传递到下面接触点处的结合水膜. 当上、下端的接触点先后实现颗粒间的直接接触, 颗粒 B 沿着与上下两个颗粒 A 和 C 的接触面滑移以致完全倾倒时, 沉降和蠕变就停止了.

在接触面滑移单元中,  $K_1$  是反映土颗粒接触点间胶结程度的重要指标. 当接触点压缩和滑动较小时, 可认为接触点胶结未破坏, 取  $K_1 = 50000$ ; 当颗粒间完全接触并沿着颗粒表面滑动时, 可认为接触点胶结强度已经损伤, 将  $K_1$  降低 10 倍和 1000 倍. 模拟结果表明, 当颗粒间无胶结而仅由滑移产生变形时, 其  $e \sim p$  曲线近似于向下的直线, 不存在拟前期固结压力; 当土颗粒间存在胶结强度, 土体变形还与胶结强度的破坏有关时, 其  $e \sim p$  曲线向下弯曲, 呈现出结构强度.

### 3.4 土颗粒片堆骨架的变形模拟

图 3 是 6 片土颗粒形成的骨架结构, 图 3(b)~(d) 为其受荷后的变形过程. 当到达图 3(b) 的位置时, 颗粒 B 有一单元达到极限拉应力, 断裂成两块 (B1 和 B2), 造成土骨架因结构破损而发生第 1 次坍塌. 当到达图 3(c) 所示位置时, 颗粒 D 又发生断裂, 生成 D1 和 D2 两块, 造成土骨架因结构破损而发生第 2 次坍塌. 在外荷载的继续增加下, 各土粒之间不断沿着联结较弱的接触面滑动, 最终达到图 3(d) 的平衡状态. 土骨架顶面的荷载与沉降曲线如图 4 中实线所示.

为了考察流变对土粒骨架的变形和结构强度的影响, 假定前面的计算在进行到图 3(b) 的过程中, 荷载恒定使土骨架发生蠕变. 经过 3 年的时间, 土骨架的变形已趋于稳定. 蠕变变形稳定后的土骨架构形如图 5 所示. 此蠕变稳定后的骨架, 若继续加荷, 其变形曲线如图 4 中虚线所示, 荷载增加引起的同期沉降比不经蠕变的土骨架沉降小很多, 并且破坏前的荷载超过了不产生蠕变时的土骨架荷载.

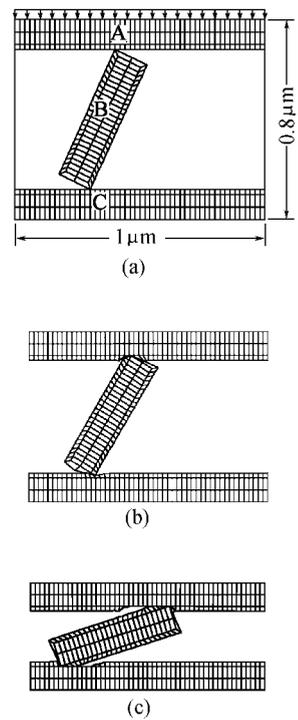


图 2 3 片土颗粒和结合水在外力及粒间力作用下的变形

Fig.2 Deformation of soil skeleton with 3 pieces of particles and bound water under action of external force and interparticle force

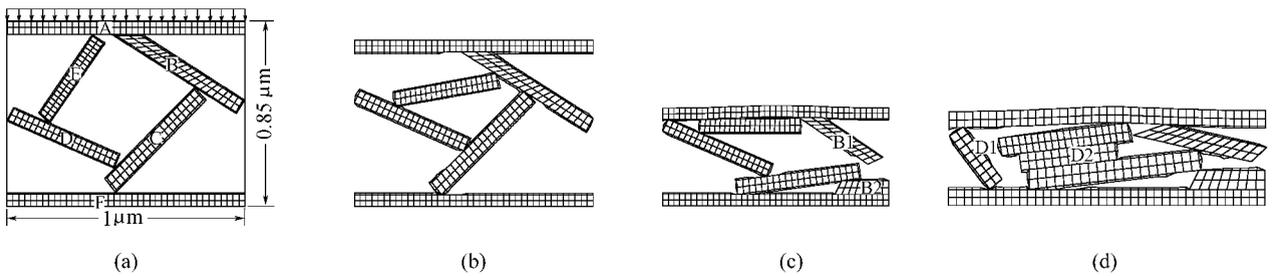


图 3 土骨架变形的大变形模拟

Fig.3 Deformation of soil skeleton with 6 pieces of particles

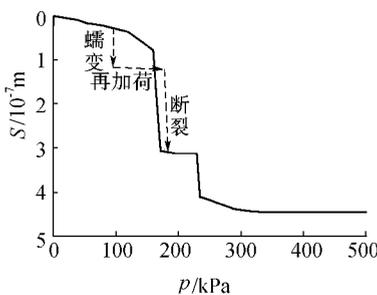


图 4 土骨架变形和蠕变曲线

Fig.4 Deformation and creep curve of soil skeleton

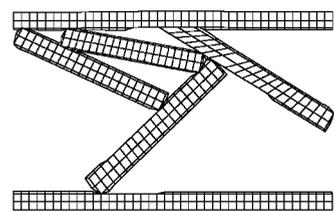


图 5 土骨架蠕变稳定后的构形

Fig.5 Stable soil skeleton configuration after creep

## 4 土颗粒骨架的变形机理分析

### 4.1 土颗粒骨架在外荷作用下的变形机理分析

根据以上分析和计算,粘土颗粒的粒间作用力分为两种:一是远距离作用的楔离压力,主要为 Coulomb 斥力和 Van Der Waals 吸力;二是近距离的接触压力。粘土骨架依靠这两种力来平衡外加的有效作用力,即土体有效应力为这两种粒间作用力的综合反映。颗粒之间只要稍稍移动,这种作用力就会有很大变化,从而与外力达到新的平衡。因此,引起的变形具有粘弹塑性性质。

土骨架在受到外力后,体积会减少,强度会提高,其主要原因有(a)滑动(b)旋转和换位(c)破碎。土粒在受荷过程中产生的这些变形,使土骨架有的区域空隙被压密,有的区域空隙在增大,造成土体的剪缩与剪胀。土骨架的变形可分为弹性阶段、结构损伤破坏阶段和无结构影响的稳定变形阶段。

### 4.2 土颗粒骨架的蠕变机理分析

粘土颗粒表面带有一层结合水膜,颗粒间通过结合水膜联结成凝聚状结构,使粘土具有内聚力和流变。当应力水平很低时,外荷载由具有一定胶结强度的土颗粒接触点来承担,造成水化膜的挤压变形,而水化膜中的水分子基本上是定向排列的,引起定向排列的引力力图恢复原来的定向排列,这就使水化膜表现出弹性,成为颗粒彼此接近时的机械阻力。当外荷载继续增大时,某些部位应力集中,结构较软弱的地方胶结强度开始破坏,颗粒间变为直接接触,产生相对位移并重新排列,出现塑性变形和流变。

土骨架受荷后的蠕变过程,就是某些颗粒结构硬化而另一些结构软化的过程。蠕变特性的不同是硬化和软化哪一个占优势的问题。从图5的土粒骨架可见,蠕变的结果使土粒接触点增多,相互间的约束性增强,骨架趋向于更稳定的结构,从而能够承受更大的荷载,这就是流变后土体呈现拟前期固结压力的微观内在因素。

### 4.3 土体的结构强度

单个粘土颗粒呈片状,宏观土体由无数片状粘土颗粒以一定形式互相堆积而成,具有一定的组织结构,由此形成土的结构强度。此外,粘土颗粒粒径很小,具有胶体性质,天然沉积土颗粒接触点之间,经过漫长的物理化学作用,形成了一定的胶结强度,这是土体呈现结构强度的另一个主要因素。

### 4.4 关于流变的极限

沿用已久、影响深远的 Bjerrum 固结蠕变图,荷载不变时,土体的蠕变增量与时间的对数成比例<sup>[10]</sup>。这意味着当时间趋于无穷大时,蠕变量也趋于无穷大,即蠕变会随着时间而无限发展,只是速度越来越慢而已。这显然不符合土体流变的真实情况。

在土体受荷不大的稳定蠕变时,变形速率随时间的延长越来越小,最终为零。事实上,这一过程所需时间并不是无穷大。当土颗粒蠕变时,土骨架构形不断发生变化,孔隙率不断减小,接触点数不断增加,从而使骨架“几何硬化”。当蠕变到一定程度,土骨架硬化到能够抵抗颗粒接触点的流变力时,蠕变就会终止,如图5所示。在等速蠕变和加速蠕变时,加荷停止后,随着时间的延长,有时土粒间胶结强度逐渐恢复,阻止蠕变的无限发展,甚至转化为稳定蠕变。此外,土颗粒都具有一定的体积,当颗粒间空隙压缩殆尽时,蠕变也会终止。所以,对不致引起破坏的应力水平来说,尤其是压缩情形,土骨架的蠕变变形是有限的,不可能随时间无限地发展下去。

### 4.5 土体的结构软化和长期强度

土体在经过漫长的衰减蠕变后,又突然转向加速蠕变,最终导致土体破坏。为了解释这一现象,人们提出了土体的长期强度,即土体在长期荷载作用下强度会有所降低的问题。

在上面的微观模拟中,当土骨架从图3(a)逐渐蠕变到图5时,土颗粒间接触点随着蠕变时间的延长而逐渐增多,骨架间的约束也同步增强,几何构形更加稳定,导致结构强度的增加(硬化)。与此同时,土颗粒C和D下面的空隙也越来越大,造成土骨架几何构形恶化。这是诱导结构强度软化的内在因素之一。

因此,与其说土骨架在长期蠕变过程中结构强度会降低,不如说是微观土骨架结构发生几何软化。长期强度的下降只是表面现象,内在原因是土体中发生的一系列物理化学变化造成的结构软化,发展为破坏性的加速变形。

#### 4.6 次固结系数变化的微观机制

如前所述,土体由许多大大小小的团粒组成,较大一级的团粒又包含许多较小一级的团粒.土体蠕变过程使一些团粒几何硬化,另一些团粒换位组合,包括土骨架构造上一系列跳跃式的重新组合过程,才出现了蠕变率跳跃式的变化.孙钧<sup>[1]</sup>在对上海软粘土的蠕变试验中,发现在漫长的蠕变期间,次固结系数并不是一个常量,而是呈无规律的上下波动.微观上,这一现象正是由于结构构造断续改组所造成的.

### 5 结 论

- a. 土颗粒堆砌形成土骨架以及土颗粒接触点间的胶结强度是形成天然粘土结构强度的主要原因.土骨架的变形分为弹性阶段、结构损伤破坏阶段和无结构影响的稳定变形阶段.
- b. 土骨架受荷过程中,产生滑移、旋转、换位和破碎,部分被压密,部分空隙增大,从而造成土体的剪缩与剪胀.土粒逐渐变形到与大主应力垂直的方向,造成粘土剪切过程中逐渐硬化.
- c. 土骨架的蠕变,使土粒的接触点增多,相互间约束性增强,骨架趋向于更稳定的结构,从而能够承受更大的荷载,这就是流变后土体呈现拟前期固结压力的微观内在因素.
- d. 对于不致引起破坏的应力水平来说,土骨架的蠕变变形是有限的.
- e. 土体在经过漫长的衰减蠕变后,又突然转向加速蠕变,内在原因是土体中发生的一系列物理化学变化造成的结构软化,而不能简单地归结为长期强度效应.
- f. 蠕变过程中次固结系数不是一个常量,原因是土骨架结构断续进行改组,导致应变率发生跳跃式变化.

#### 参考文献:

- [1] 沈珠江. 土体结构性的数学模型——21 世纪土力学的核心问题[J]. 岩土工程学报, 1996, 18(1): 95—97.
- [2] 谢定义. 21 世纪土力学的思考[J]. 岩土工程学报, 1997, 19(4): 111—114.
- [3] 雷晓燕. 岩土工程数值分析[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1999. 162—169.
- [4] SHI G H, GOODMAN R E. Discontinuous deformation analysis[A]. KARMIS I L, TRIPLETT M T, SCHMZZI P, et al, eds. Proc 25th U S Symposium on Rock Mechanics[C]. Evanston: Northwestern Univ, 1984. 269—277.
- [5] 钱家欢, 殷宗泽. 土工原理和计算[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 1996. 98—102.
- [6] ANANDARAJAH A, CHEN J. Van Der Waals attractive force between clay particles in water and contaminants[J]. Soil and Foundations, 1997, 37(2): 27—37.
- [7] ANANDARAJAH A, LU N. Numerical study of the electrical double-layer repulsion between non-parallel clay particles of finite length [J]. Int J Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1991, 15: 683—703.
- [8] OWEN D R J, HINTON E. Finite elements in plasticity theory and practice[M]. Swansea: Pineridge Press Limited, 1980. 259—260.
- [9] 何开胜, 沈珠江. 两种 Lagrangian 大变形比奥固结有限元法及其与小变形法的比较[J]. 岩土工程学报, 2000, 22(1): 30—34.
- [10] BJERRUM L. Engineering geology of normally-consolidated marine clays as related to settlements of buildings[J]. Geotechnique, 1967, 17(2): 82—118.
- [11] 孙钧. 岩土材料流变及其工程应用[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1999. 159—171.

## Study on micro-deformation and mechanism of structural clay

HE Kai-sheng, SHEN Zhu-jiang

(Geotechnical Department, Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210024, China)

**Abstract:** On the basis of the point-surface contact element and the updated Lagrange large strain FEM, a tracing analysis was made of the deformation of soil particle skeletons under the Van Der Waals attraction, the double-layer repulsion and external loads, and the micro-mechanism of skeleton deformation, failure, structure, and creep was also discussed, providing a basis for development of constitutive models of structural soil.

**Key words:** structural soil; soil skeleton; contact surface; deformation; micro-mechanism