

DOI: 10.11779/CJGE201407017

一种纤维加筋土的两相本构模型

王磊^{1, 2}, 朱斌^{1, 2}, 李俊超^{1, 2}, 陈云敏^{1, 2}

(1. 软弱土与环境土工教育部重点实验室, 浙江 杭州 310058; 2. 浙江大学岩土工程研究所, 浙江 杭州 310058)

摘要: 纤维加筋土具有较好的应用前景, 其应力应变本构关系是工程分析与设计的基础。将纤维加筋土考虑为基本相和纤维相的组合物, 分别采用修正剑桥模型和线弹性模型, 考虑了大应变时纤维加筋土的屈服, 引入了加筋土的合理强度模型作为破坏准则, 从而建立了纤维加筋土的一种两相本构模型。同时, 开展了纤维体积含量为 1% 的加筋砂的三轴固结排水剪切试验, 对该两相本构模型进行了验证。

关键词: 纤维加筋土; 两相; 本构模型; 三轴试验

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2014)07-1326-08

作者简介: 王磊 (1988-), 男, 硕士, 主要从事砂性土纤维加筋和动力特性及其本构模型等方面的科研工作。E-mail: 21112090@zju.edu.cn。

Two-phase constitutive model for fiber-reinforced soil

WANG Lei^{1, 2}, ZHU Bin^{1, 2}, LI Jun-chao^{1, 2}, CHEN Yun-min^{1, 2}

(1. MOE Key Laboratory of Soft Soils and Geoenvironmental Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China; 2. Institute of Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China)

Abstract: The fiber reinforced soil has good application prospects, and its stress-strain constitutive model is the basis of engineering analysis and design. A two-phase constitutive model for the fiber-reinforced soil is developed considering the fiber-reinforced soil as a kind of composite materials comprising of basic phase and fiber phase using the modified Cambridge model and the linear elastic model respectively. A reasonable strength model is introduced as the failure criterion for the fiber-reinforced soil, and fiber reinforcement weakening at large strain is also taken into account. At the same time, consolidated drained triaxial shear tests on reinforced sand with fiber volume fraction of 1% are performed. The two-phase constitutive model is validated, and the results are in good agreement with the experimental data.

Key words: fiber reinforced soil; two phase; constitutive model; triaxial test

0 引言

纤维加筋土是在填土中掺合一定比例的纤维, 使土的物理力学性质得到改善的一种复合土。它是广义上的加筋土, 其作用原理类似于加筋土, 即利用纤维材料与土体之间的摩擦力来将自身的抗拉强度与土体的抗压强度结合起来, 以提高土体的强度, 减小其变形。作为加筋材料, 与传统材料相比, 纤维具有以下特点: 掺入简单, 容易与土体拌和均匀; 纤维在土中的分布是随机均匀的, 各个方向都有, 不会像土工布、土工织物等那样, 在土体中形成潜在的软弱结构面。此外, 同水泥、石灰、粉煤灰等无机结合料相比, 纤维与土体的作用属于物理过程, 对土体的基本化学性质和物理结构无明显改变, 不影响土壤生态环境。因此, 纤维加筋土正逐渐受到研究人员和工程界的重视, 并在一些堤坝工程、道路工程、垃圾卫生填埋场的衬垫层以及挡土墙中得到应用。

理论方面, 目前多数纤维加筋土的模型主要用于预测纤维加筋土的抗剪强度, 而可以完整描述纤维加筋土应力应变关系的本构模型还比较少。强度模型主要分为两类, 一类是考虑纤维与周围土体之间的相互作用, 基于受力平衡原理建立的^[1-4]; 另一类是考虑纤维与土体之间产生相对滑移发生摩擦或者纤维发生拉伸变形而产生的能量耗散, 基于能量消散原理^[5-8]建立的。而 Zornberg^[9]建立了一种理论框架, 通过分别获得土体和纤维材料的特征参数, 来预测纤维加筋土的等效抗剪强度。Gao 等^[10]基于姚仰平的统一硬化模型建立了纤维加筋土强度模型, 模型中通过引入偏应力张量不变量和偏纤维分布张量定义的各向异性变量来量化纤维分布方向, 可以预测纤维分布各向异性时的

基金项目: 国家重点基础研究发展计划项目 (2012CB719800); 国家自然科学基金项目 (51127005)

收稿日期: 2013-06-28

纤维加筋土强度。

目前纤维加筋土的应力应变计算的思路主要是把土和筋材看成两种材料, 定义为基本相和加筋相, 分别建立基本相和加筋相的本构模型, 然后再将两个模型以一定的方式进行叠加^[11-13]。其中 Villard 等^[11]首先认识到了纤维分布方向对于纤维加筋作用的影响, 并在模型中设置了一个参数来反映这种影响。Diambra 等^[13]基于复合材料力学中的混合物原则, 建立了三轴试验受力条件下的纤维加筋土本构模型, 其中纤维相采用线弹性模型, 基本相采用了简单的理想弹塑性摩尔库伦模型, 并进一步考虑了纤维材料分布方向的影响。介玉新等^[14]提出了一种等效附加应力算法, 基本思路是把加筋土中筋的作用等效成附加应力沿筋的方向作用在土骨架上, 取加筋土中的土体进行计算。

由于 Diambra 的模型中基本相采用的莫尔-库伦模型较为简单, 所以不能很好地描述加筋土应力应变曲线的非线性特性。而且由于模型中没有强度准则, 所以无法使计算的应力应变曲线产生屈服。本文在 Diambra 的模型的基础上对其进行了修正, 基本相模型采用了修正剑桥模型, 考虑了较大应变时纤维加筋土的屈服, 引入了 Gao 等^[10]的强度模型作为破坏标准。最后通过开展塑料纤维加筋土三轴试验来验证该本构模型。

1 本构模型框架

1.1 模型假设

(1) 假设纤维相在基本相中均匀分布。

(2) 纤维相和基本相的变形遵从 Voigt's 假设, 即纤维相和基本相变形均等于纤维加筋土整体的变形, 如下式所示:

$$\varepsilon = \varepsilon_m = \varepsilon_f \quad (1)$$

(3) 纤维加筋土受力遵从复合材料力学, 即纤维加筋土受力为基本相受力和纤维相受力按体积比例叠加之和, 如下式所示:

$$\sigma = v_m \sigma_m + v_f \sigma_f \quad (2)$$

式中, v_m 和 v_f 分别为基本相和纤维相的体积比例系数,

$$\left. \begin{aligned} v_m &= \frac{V_s + V_v}{V} = \frac{V - V_f}{V}, \\ v_f &= \frac{V_f}{V}, \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

其中, V , V_s , V_v 和 V_f 分别为加筋土整体、颗粒材料、孔隙和纤维状材料的体积。

1.2 应力应变增量表达方式

假设 p 和 q 分别为作用在加筋土上的平均应力和广义剪应力, ε_v 和 ε_s 分别为对应于 p 和 q 所产生的体

应变和广义剪应变, 它们与三轴试验受力条件下的轴向及径向应力和应变之间的关系表示如下:

$$\left. \begin{aligned} p &= \frac{\sigma_a + 2\sigma_r}{3}, \\ q &= \sigma_a - \sigma_r, \\ \varepsilon_v &= \varepsilon_a + 2\varepsilon_r, \\ \varepsilon_s &= \frac{2}{3}(\varepsilon_a - \varepsilon_r), \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

式中, 下标 a 和 r 分别表示轴向和径向。

假设受力和变形均以受压为正, 则体应变增量可以由比体积 v 表示为

$$d\varepsilon_v = -\frac{dv}{v} \quad (5)$$

式中, $v = 1 + e$, e 为孔隙比。

在弹塑性模型理论中, 总应变增量包括弹性应变增量和塑性应变增量

$$\begin{bmatrix} d\varepsilon_v \\ d\varepsilon_s \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} d\varepsilon_v^e \\ d\varepsilon_s^e \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} d\varepsilon_v^p \\ d\varepsilon_s^p \end{bmatrix} \quad (6)$$

式中, 上标 e 和 p 分别表示弹性部分和塑性部分。

纤维加筋土的应力应变关系用上述应力应变增量表示如下:

$$\begin{bmatrix} dp \\ dq \end{bmatrix} = v_m \begin{bmatrix} dp_p \\ dq_p \end{bmatrix} + v_f \begin{bmatrix} dp_f \\ dq_f \end{bmatrix} = \{v_m [M_m] + v_f [M_f]\} \begin{bmatrix} d\varepsilon_v \\ d\varepsilon_s \end{bmatrix} \quad (7)$$

式中, M_m 和 M_f 分别为基本相和纤维相的刚度矩阵。

1.3 纤维相刚度矩阵

纤维相刚度矩阵的推导主要参考了 Diambra 等^[13]的模型中纤维相模型的推导过程, 并在其中进行了修正。首先分析单一纤维在加筋土中的受力变形情况。在三轴试验受力条件下, 加筋土中与径向呈任意角度 θ 方向的应变增量 $d\varepsilon_\theta$ 可由轴向应变增量和径向应变增量表示如下:

$$d\varepsilon_\theta = d\varepsilon_a \sin^2 \theta + d\varepsilon_r \cos^2 \theta \quad (8)$$

而根据 Voigt's 假设, θ 方向纤维的应变与其相同为 $d\varepsilon_\theta$, 则可得到 θ 方向单一纤维所受应力增量(如图 1)为

$$d\sigma_{\theta f} = E_f d\varepsilon_\theta \quad (9)$$

式中, E_f 为单一纤维的弹性模量。

根据单一纤维受力情况来类推加筋土中所有纤维的受力。假设加筋土在三轴试验受力条件下变形均匀, 此时纤维相应变仅与纤维相的分布角度相关, 而与其在加筋土中的分布位置无关(如图 2(a))。将所有纤维相平移, 使所有纤维相的中点重合为一点(如图 2(b)), 则所有纤维相会集中在一个球形区域内(如图 2(c))。

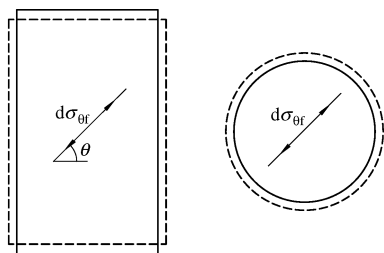


图 1 单一纤维受力分析

Fig. 1 Stress-strain analysis of a single fiber

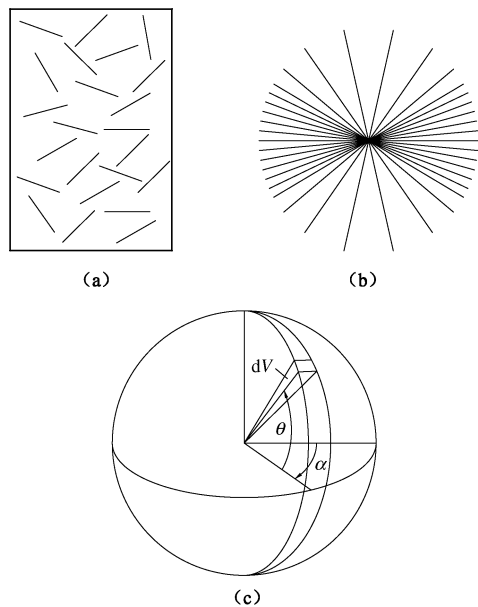


图 2 纤维相受力分析

Fig. 2 Stress-strain analysis of fiber phase

纤维相在不同的角度方向分布的多少是不同的,此时可以通过一个纤维方向分布函数 $\rho(\theta)$ 来描述纤维材料在不同方向上的分布情况^[15-16]。 $\rho(\theta)$ 表示与径向呈任意角度 θ 的微元体 dV 内纤维相的体积密度(如图2(c))。在压实制样的条件下,纤维相大部分沿径向或接近于径向分布,与径向夹角越大,所分布的纤维相越少,几乎没有纤维相沿轴向分布。对于理想的没有沿轴向分布的纤维的情况,Michalowski等^[6]提出了一个较为简洁的纤维方向分布函数 $\rho(\theta)$ (如图3),

$$\rho(\theta) = \frac{3}{2} \bar{\rho} \cos^2 \theta, \quad (10)$$

式中, $\bar{\rho}$ 为纤维材料的平均分布体积密度,

$$\bar{\rho} = \frac{V_f}{V}, \quad (11)$$

定义 E_{ff} 为试样中所有纤维相的弹性模量之和,则 $E_{\text{ff}} = nE_f$, 其中 n 为土体中所包含的纤维相数目。 $E_f(\theta)$ 为在 θ 角方向分布的纤维相的弹性模量之和,两者之间的关系为

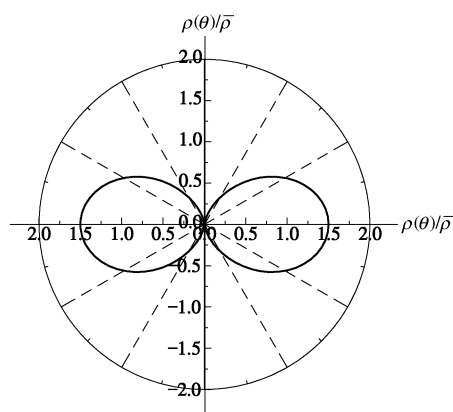
图 3 纤维方向分布函数的 $\rho(\theta)$ 的极坐标表示

Fig. 3 Fiber distribution function represented by polar coordinates

$$E_f(\theta) = \frac{dV \cdot \rho(\theta)}{V_f} E_{\text{ff}}, \quad (12)$$

则分布在 θ 角方向的纤维相应力增量为

$$d\sigma_{\theta f} = E_f(\theta) \cdot d\varepsilon_{\theta}. \quad (13)$$

将 $d\sigma_{\theta f}$ 等效分解为作用方向沿轴向和径向的应力增量 $d\sigma_{af}(\theta)$ 和 $d\sigma_{rf}(\theta)$:

$$d\sigma_{af}(\theta) = d\sigma_{\theta f} \sin^2 \theta, \quad (14)$$

$$d\sigma_{rf}(\theta) = \frac{1}{2} d\sigma_{\theta f} \cos^2 \theta. \quad (15)$$

将式(8)、(10)~(13)分别代入式(14)、(15)中得

$$d\sigma_{af}(\theta) = \frac{3dV}{2V} (d\varepsilon_a \sin^4 \theta \cos^2 \theta + d\varepsilon_r \sin^2 \theta \cos^4 \theta) E_{\text{ff}}, \quad (16)$$

$$d\sigma_{rf}(\theta) = \frac{3dV}{4V} (d\varepsilon_a \sin^2 \theta \cos^4 \theta + d\varepsilon_r \cos^6 \theta) E_{\text{ff}}. \quad (17)$$

在球形区域内沿 α 和 θ 方向进行积分,即可得到所有纤维相等效作用于轴向和径向的应力增量总和为

$$d\sigma_{af} = \int_V d\sigma_{af}(\theta) dV, \quad (18)$$

$$d\sigma_{rf} = \int_V d\sigma_{rf}(\theta) dV. \quad (19)$$

对于柔性纤维材料,仅在受拉时才会产生力,起到加筋作用,因此在沿 θ 方向积分时仅在受拉区域(即 $d\varepsilon_{\theta} < 0$ 的区域)进行积分。定义应变增量为 0 的方向与径向的夹角为积分临界角 θ_0 , 令式(13)中 $d\varepsilon_{\theta} = 0$ 可得临界积分角 θ_0 为

$$\theta_0 = \arctan \sqrt{-\frac{d\varepsilon_r}{d\varepsilon_a}}. \quad (20)$$

积分时,三轴压缩情况的积分区域为 $0 \leq \theta \leq \theta_0$, 三轴拉伸情况的积分区域为 $\theta_0 \leq \theta \leq \pi/2$, 如图4中所示阴影区域。

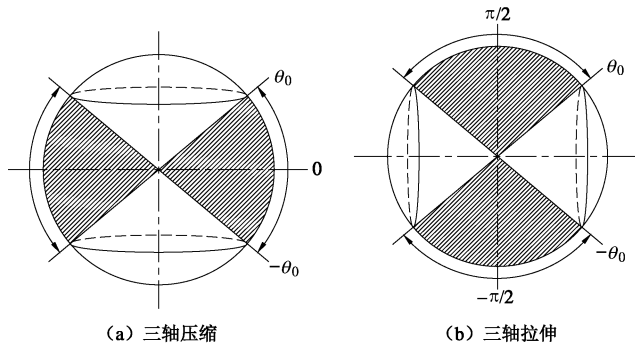


图 4 受压和受拉时的拉伸应变域

Fig. 4 Domains of tensile strain orientations for compression and extension loadings

在图 4 所示拉伸区域内进行积分后, 式(18)、(19)可展开为

$$\begin{bmatrix} d\sigma_{af} \\ d\sigma_{rf} \end{bmatrix} = \frac{E_{fr}}{2} \begin{bmatrix} \frac{3}{2} \int_a^b \cos^3 \theta \sin^4 \theta d\theta & \frac{3}{2} \int_a^b \cos^5 \theta \sin^2 \theta d\theta \\ \frac{3}{4} \int_a^b \cos^5 \theta \sin^2 \theta d\theta & \frac{3}{4} \int_a^b \cos^7 \theta d\theta \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d\varepsilon_a \\ d\varepsilon_r \end{bmatrix} \quad (21)$$

其中当 $a=0, b=\theta_0$ 时, 为受压条件; 当 $a=\theta_0, b=\pi/2$ 时, 为受拉条件。引入符号 F_{ij} 表示式 (21) 中矩阵中的元素, 其中下标 i 表示第 i 行, 下标 j 表示第 j 列。将式 (21) 转换为由 $dp, dq, d\varepsilon_v$ 和 $d\varepsilon_q$ 来表示:

$$\begin{bmatrix} dp_f \\ dq_f \end{bmatrix} = \frac{E_{fr}}{2} \begin{bmatrix} B_{11} & B_{12} \\ B_{21} & B_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d\varepsilon_v \\ d\varepsilon_s \end{bmatrix}, \quad (22)$$

式中

$$\left. \begin{aligned} B_{11} &= \frac{1}{9}(F_{11} + F_{12} + F_{21} + F_{22}), \\ B_{12} &= \frac{1}{12}(4F_{11} - 2F_{12} + 2F_{21} - F_{22}), \\ B_{21} &= \frac{1}{6}(2F_{11} + 2F_{12} - F_{21} - F_{22}), \\ B_{22} &= \frac{1}{4}(4F_{11} - 2F_{12} - 2F_{21} + F_{22}). \end{aligned} \right\} \quad (23)$$

然而在实际情况中, 纤维相和加筋土整体的变形并不会完全一致。在加筋土变形较小时, 应力水平较低, 基本相和纤维相之间界面强度较低, 纤维相和基本相之间会产生相对滑移, 影响到二者之间的应力传递和纤维相加筋作用的发挥, 因此需要引入一个无量纲的纤维滑移函数 f_m 来考虑基本相和纤维相间的滑移情况。Diambra 模型中的纤维滑移函数 f_m 主要和平均应力 p 相关, 而实际情况中纤维相加筋作用的发挥不但和平均应力 p 相关, 还应该和 q 广义剪应力相关。本文采用了 Machado 等^[17]提出过一个和应力比 (q/p) 相关的纤维滑移函数表达式, 表达式如下:

$$f_m = \frac{2}{\pi} \arctan \left[\left(\frac{q}{p} \right)^2 \right], \quad (24)$$

f_m 的数值范围在 0 和 1 之间。由于三轴试验中随着应变的增大, 应力比由 0 逐渐增大, 最后趋于稳定。因此通过式 (24) 可以得出, 随着应变的增大, f_m 的值会由 0 逐步增大, 并最终趋近于 1 (如图 5 所示)。 $f_m=0$ 表示两相间毫无粘结作用, 纤维相完全滑移; $f_m=1$ 表示理想粘结状态, 即两相之间不产生相对滑移。引入滑移函数后, 纤维相应变和加筋土整体应变的关系为

$$d\varepsilon_f = f_m d\varepsilon \quad (25)$$

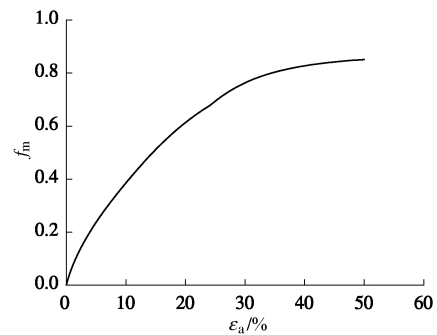


图 5 无量纲纤维滑移函数随应变的发挥

Fig. 5 Mobilization of dimensionless sliding function with axial strain

引入纤维滑移函数后, 纤维相的应力应变关系表达式变为

$$\begin{bmatrix} dp_f \\ dq_f \end{bmatrix} = f_m [M_f] \begin{bmatrix} d\varepsilon_v \\ d\varepsilon_s \end{bmatrix}, \quad (26)$$

$$\text{式中, } [M_f] = \frac{E_{fr}}{2} \begin{bmatrix} B_{11} & B_{12} \\ B_{21} & B_{22} \end{bmatrix}. \quad (27)$$

1.4 基本相刚度矩阵

基本相采用修正剑桥模型, 其应力应变增量关系为

$$\begin{bmatrix} dp_p \\ dq_p \end{bmatrix} = [M_m] \begin{bmatrix} d\varepsilon_v \\ d\varepsilon_s \end{bmatrix}, \quad (28)$$

式中, $[M_m]$ 为基本相的刚度矩阵,

$$[M_m] = \begin{bmatrix} \frac{(\lambda - \kappa)(M^2 - \eta^2)}{\nu_{p0} p_p (M^2 + \eta^2) M^2} + \frac{\kappa}{\nu_{p0} p_p} & \frac{(\lambda - \kappa) \cdot 2\eta}{\nu_{p0} p_p (M^2 + \eta^2) M^2} \\ \frac{(\lambda - \kappa) \cdot 2\eta}{\nu_{p0} p_p (M^2 + \eta^2) M^2} & \frac{(\lambda - \kappa) \cdot 4\eta^2}{\nu_{p0} p_p (M^4 - \eta^4) M^2} + \frac{1}{3G_p} \end{bmatrix}^{-1}, \quad (29)$$

其中, η 为基本相的应力比, M 为基本相的极限应力比, 当 $\eta=M$ 时基本相达到破坏, G_p 为基本相的剪切刚度, 和 κ 分别为基本相的 $e - \ln p$ 曲线中的压缩系数

和回弹系数, ν_p 为基本相的泊松比, N 为单位平均应力对应的比体积, ν_{p0} 为基本相的初始比体积。其表达式分别为

$$\eta = \frac{q_p}{p_p}, \quad (30)$$

$$M = \frac{6 \sin \varphi_p}{3 - \sin \varphi_p}, \quad (31)$$

$$G_p = \frac{3(1 - 2\nu_p)\nu_{p0}p_p}{2(1 + \nu_p)\kappa}, \quad (32)$$

$$\nu_{p0} = N - \lambda \ln(p_c), \quad (33)$$

其中, φ_p 为基本相的极限状态摩擦角, p_c 为初始时的围压。

1.5 纤维相总弹性模量的发挥

纤维相加筋作用的发挥主要依靠纤维相和基本相之间力的传递, 而界面间力传递效率的高低主要依赖于界面间强度的高低。纤维相加筋作用的发挥一般会经历两个阶段: 当应变较小时, 应力水平较低, 纤维相和基本相之间界面强度较低, 纤维相和基本相之间会产生相对滑移, 但随着应变的发展, 应力水平逐渐提高, 界面强度逐渐加强, 纤维相的加筋作用逐步发挥增强; 当应变达到一定阶段时, 纤维相与基本相变形趋于一致, 界面强度趋于稳定, 纤维相开始持续稳定的发挥加筋作用。纤维相加筋作用的发展和参数 E_{fr} 有着直接的关系。因此对应于纤维相的加筋作用, E_{fr} 随着应力应变的发展也会经历如图 6 所示的两个阶段:

(1) E_{fr} 逐步发挥阶段。 E_{fr} 受滑移函数 f_m 控制, 随应力及应变的增加呈非线性增长。

(2) E_{fr} 稳定发挥阶段。此时基本相与纤维相间的界面强度基本稳定, E_{fr} 值稳定。

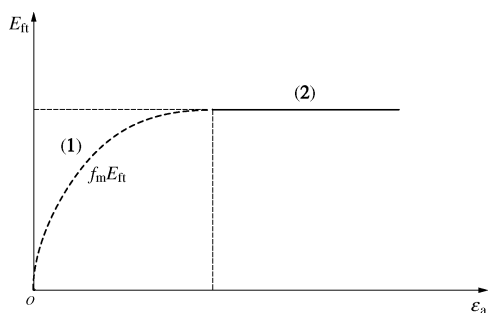


图 6 E_{fr} 发展的两个阶段

Fig. 6 Two developing stages of E_{fr}

1.6 破坏准则

破坏准则采用了 Gao 等^[10]提出的加筋砂的强度准则 (如图 7)。对于纯砂或黏土, 在广义受力条件下其强度如下式所示:

$$q = M_c g(\theta)(p + \sigma_0^u) \quad (34)$$

式中 q 为土体所受偏应力; M_c 为三轴压缩受力条件下素土破坏时的应力比值; σ_0^u 为三轴拉伸时的土体强度; $g(\theta)$ 为一个可以反映中主应力对土体强度影响的函数, 当在三轴压缩受力条件下时, $g(\theta)$ 取值为 1。

对于加筋土, 其强度如下式所示:

$$q = M_c g(\theta)[(p + \sigma_0^u) + f_c] \quad (35)$$

$$f_c = cp_r \left[1 - \exp \left(-k \frac{p + \sigma_0^u}{p_r} \right) \right] \quad (36)$$

其中, c 和 k 为两个非负的材料常数, 当 c 或 k 为 0 时, 加筋土强度表达式将和纯砂或黏土的强度表达式一致, p_r 为一个参考压力值 (此处取为大气压值 101 kPa), f_c 为描述加筋作用对强度影响的函数。从模型中可以看出, 存在一个临界平均应力值将加筋土的强度包络线分成了两部分: 当加筋土体所受平均应力小于临界平均应力值时, 加筋土的破坏主要由纤维体和土体之间的滑移引起, 此时加筋土的强度包络线呈非线性; 当加筋土体所受平均应力大于临界平均应力值时, 加筋土的破坏主要由纤维体的屈服或断裂引起, 此时加筋土的强度包络线呈线性, 而且斜率和非加筋土的破坏包络线斜率相同。材料常数 k 控制了临界平均应力的大小, 材料常数 c 则会影响纤维加筋作用对强度提高的贡献的大小。

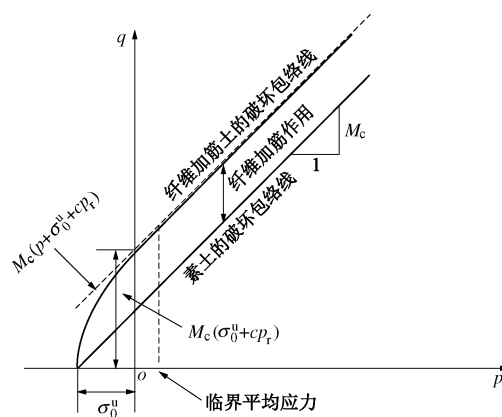


图 7 纤维加筋土破坏准则

Fig. 7 Failure criterion of fiber-reinforced soil

1.7 模型参数及率定方法

模型共需要 9 个参数, 其中基本相模型所需参数为修正剑桥模型的 5 个参数, 通过基本相的常规三轴试验即可得到; 纤维相模型需要两个参数, 其中纤维相的总拉伸模量 E_{fr} 需要通过纤维相的拉伸试验获得, 积分临界角 θ_0 需要通过纤维加筋土的三轴剪切试验得到试样径向应变率与轴向应变率之比的平方根获得; 强度准则的两个参数均可以通过纤维加筋土三轴剪切试验得到。模型所有所需参数及其率定方法总结见表 1。

表 1 模型参数及率定方法

Table 1 Model parameters and calibration methods		
参数	率定方法	
基本相	M	基本相三轴剪切试验
	λ	基本相等压固结试验
	κ	基本相等压固结试验
	N	基本相等压固结试验
	ν_p	基本相三轴剪切试验
纤维相	E_{fr}	纤维相拉伸试验
	θ_0	纤维加筋土三轴剪切试验
强度准则	c	纤维加筋土三轴剪切试验
	k	纤维加筋土三轴剪切试验

2 纤维加筋土三轴试验验证

2.1 纤维加筋土三轴试验

(1) 试验材料

试验选用福建标准砂和普通塑料膜分别作为基本相和纤维相。其中福建标准砂的基本物理指标为 $D_{50}=0.17\text{ mm}$, $D_s=2.622$, 最大干密度 $=1.638\text{ g/cm}^3$, 最小干密度 $=1.349\text{ g/cm}^3$, 内摩擦角 $\varphi=35^\circ$ 。塑料膜比重为 1, 根据土工合成材料测试规程对所选塑料膜进行了条样法拉伸试验和直剪摩擦试验, 得到塑料膜的拉伸模量 $E_f=2.04\text{ MPa}$, 抗拉强度 $=16.8\text{ MPa}$, 塑料膜与福建标准砂之间的界面摩擦系数 $=0.396$ 。

(2) 纤维加筋土样制备

三轴试样尺寸为 $100\text{ mm}\times 200\text{ mm}\ (D\times H)$ 。为防止塑料膜相对于三轴试样尺寸过大, 产生尺寸效应, 塑料袋全部被裁剪为 $20\text{ mm}\times 40\text{ mm}$ 的长方形塑料片 (如图 8)。制样时, 将所需的塑料片分 10 次掺入所需的砂中, 每次掺入后都要搅拌均匀。搅拌时要加入少量水, 以免塑料片被搅拌到砂的表层。塑料片完全掺入后要不断搅拌直至目测塑料片已均匀混合在了砂中 (如图 9)。土样混合均匀后在成模筒内填样, 每次装样时要轻放入成模筒内, 防止塑料袋和土散落分离。为避免纤维在土体内几乎全部沿径向分布, 试样压实时没有采用分层压实的方法, 而是在试样整个装完后, 用气压缸在其顶部施加 11.3 kPa 压力 5 h 以上进行一次轻微压实。



图 8 裁剪后的塑料膜

Fig. 8 Cropped plastic film



图 9 塑料膜与砂均匀混合后的试样

Fig. 9 Mixture of plastic film and sand

(3) 试验安排

试验分为两组: 第一组为纯砂的三轴固结排水剪切试验和等压固结试验, 其中三轴固结排水剪切试验分别在 $50, 100, 200\text{ kPa}$ 围压下进行, 试验目的是为了得到模型的基本相参数, 并与加筋土的试验结果进行对比; 第二组为纤维体积含量 1% (即 $\nu_f=0.01$) 的加筋砂的三轴固结排水剪切试验, 试验分别在 $5, 25, 50, 100, 200$ 和 400 kPa 围压下进行, 试验目的是为了得到模型的纤维相参数和强度参数, 并与模型计算结果进行对比。试验剪切速率 0.3 mm/min 。

2.2 试验结果及模型验证

图 10 所示为基本相等压固结试验的结果, 从中可以得到基本相参数 λ 为 0.0768 , κ 为 0.01 , N 为 2.36 。

图 11 所示为三轴固结剪切试验所得出的纯砂和纤维含量 1% 的加筋砂的应力应变曲线。从图中可以看出, 当加筋土应变较小时 (本文试验为小于 1% 左右), 纤维加筋作用不明显。可能原因是此时塑料膜仍团在一起, 没有完全展开绷紧; 或者应力水平较低, 纤维相和基本相间有相对滑移, 导致纤维相的加筋作用难以发挥。当应变逐渐增大后, 纤维相开始逐渐伸展, 应力水平逐渐增大, 纤维相与基本相间相对滑移趋势逐渐减小, 加筋作用开始逐步发挥并稳定; 当应变较大时, 土体开始产生屈服 (本文试验在 $25\%\sim 40\%$ 应变之间)。图 11 也显示相同围压下加筋砂和纯砂的偏应力差值随着应变的发展逐渐增大然后趋于稳定, 由此可知纤维相的加筋作用随应变增长而逐渐发挥, 从而验证了图 6 的假设。

图 12 所示为从加筋砂和纯砂三轴固结排水剪切试验中得出的各围压下的屈服点, 得到参数 M 为 1.3 。根据 Gao 等^[10]的强度理论对加筋土屈服点的进行拟合, 得到纤维相含量 1% 的加筋砂的强度包络线 (如图 12), 其中强度参数 c 为 1.314 , k 为 0.8 。

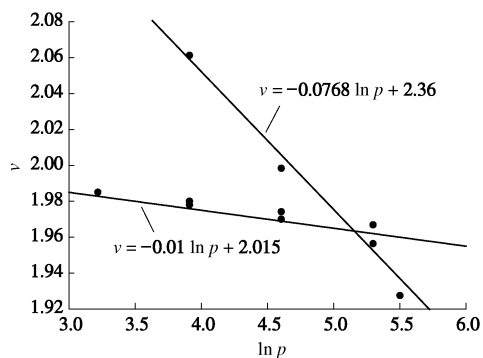


图 10 基本相的等压固结曲线

Fig. 10 Isotropic compression curves of basic phase

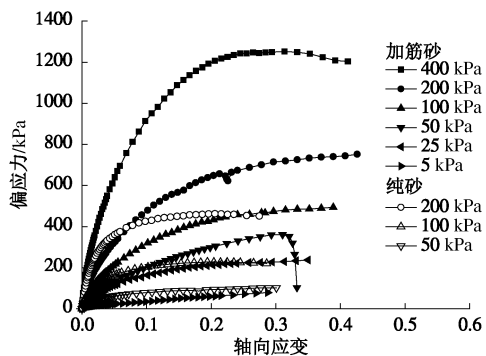


图 11 三轴试验应力应变曲线

Fig. 11 Stress-strain curves of triaxial tests

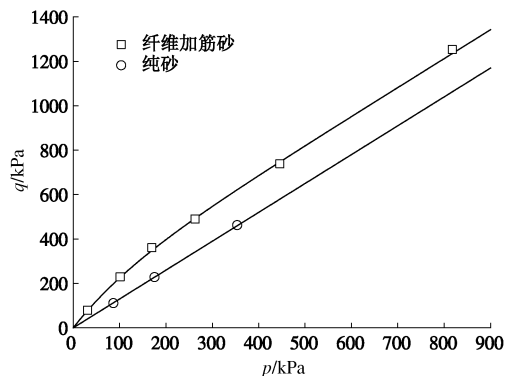


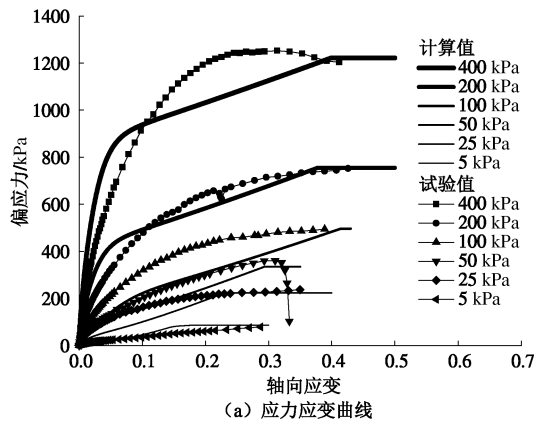
图 12 强度拟合曲线

Fig. 12 Fitting curves of strength

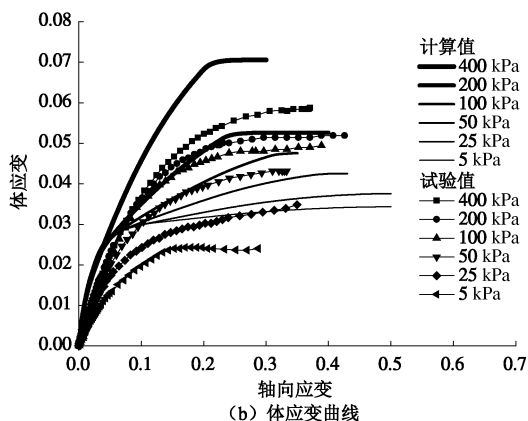
图 13 对比了加筋砂的三轴试验结果和本文模型的计算结果,发现本文模型能较好地计算应力应变关系,尽管与实测结果间仍存在一些偏差。造成两者偏差的原因可能是模型假设过于理想及纤维分布方向表达式与实际情况间有一定差别。比较而言,体应变计算结果偏差较大,其主要原因在于体应变是通过等压固结试验的结果进行预测的,而偏应力条件下的体积变化和等压固结条件下的体积变化有所不同。

将本文模型计算结果分别与 Diambra 模型和本文模型但未考虑强度准则时的计算结果进行了比较(如图 14),可以看出,Diambra 模型由于基本相模型采用

莫尔库仑模型,使得其计算得到的应力应变曲线呈双折线形,而本文模型则可较好地模拟加筋砂应力应变曲线的非线性。如果不考虑强度准则,则应力应变曲线最终不会产生屈服,从而难以分析加筋土地基的失稳过程。



(a) 应力应变曲线



(b) 体应变曲线

图 13 加筋砂三轴试验的计算与试验结果比较

Fig. 13 Comparison between triaxial test and calculated results

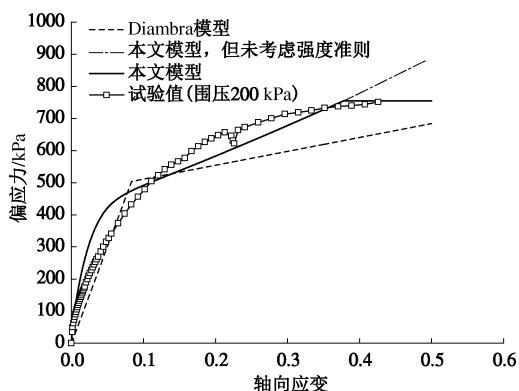


图 14 应力应变曲线对比

Fig. 14 Comparison of stress-strain curves

3 结 论

(1) 本文在 Diambra^[13]等的纤维加筋土模型的基础上进行了修正,其中基本相模型采用修正剑桥模型,引入了 Gao 等^[10]的强度理论作为破坏准则。

(2) 进行了以塑料膜为纤维加筋材料、纤维体积分含量 1% 的加筋砂的三轴试验,发现当应变较小时(小于 1% 左右),纤维加筋作用不明显;当应变较大时(25%~40%),土体开始产生屈服。

(3) 本文模型能较好地预测加筋土的应力应变关系,为加筋土地基变形和稳定分析提供了必要的分析模型。

(4) 相比于 Diambra 模型,本文模型可以更好地模拟加筋土应力应变曲线的非线性,且由于考虑了强度准则能分析较大应变时纤维加筋土的屈服。

本文模型适用于加筋土的大变形及稳定性分析问题,如填埋场底部充分降解后的垃圾(主要由碎石、玻璃、煤渣等颗粒状材料和不能降解的包装袋等加筋材料组成)有着明显的应变硬化特性,也可以近似看做一种纤维加筋土^[17]。针对苏州七子山、上海老港和成都长安填埋场底部垃圾的三轴剪切试验亦显示其破坏应变达到 20%~35%^[18]。在实际工程中,填埋体底部鼓出或隆起的现象较常见,如深圳下坪、广州新丰填埋场坡体鼓出、底部隆起达数十公分,但堆体未发生明显滑坡灾变。然而对于一般土工建筑物,工程应变较小,本文模型对于小应变问题的分析的适用性仍有待进一步验证。

参考文献:

- [1] GRAY D H, OHASHI H. Mechanics of fiber reinforcement in sands[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1983, **109**(3): 335 - 353.
- [2] JEWELL R A, WROTH C P. Direct shear tests on reinforced sand[J]. Géotechnique, 1987, **37**(1): 53 - 68.
- [3] MASHER M H, GRAY D H. Static response of sand reinforced with fibers[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1990, **116**(11): 1661 - 1677.
- [4] RANJAN G, VASAN R M, CHARAN H D. Probabilistic analysis of randomly distributed fiber-reinforced soil[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1996, **122**(6): 419 - 426.
- [5] MICHALOWSKI R L, ZHAO A. Failure of fiber-reinforced granular soils[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1996, **122**(3): 226 - 234.
- [6] MICHALOWSKI R L. Limit stress for granular composites reinforced with continuous filaments[J]. Journal of Engineering Mechanics, 1997, **123**(8): 852 - 859.
- [7] MICHALOWSKI R L, CERMAK J. Strength anisotropy of fiber-reinforced sand[J]. Computers and Geotechnics, 2002, **29**: 279 - 299.
- [8] MICHALOWSKI R L. Limit analysis with anisotropic fiber-reinforced soil[J]. Géotechnique, 2008, **58**(6): 489 - 501.
- [9] ZORNBERG J G. Discrete framework for equilibrium analysis of fiber-reinforced soil[J]. Géotechnique, 2002, **52**(8): 593 - 604.
- [10] GAO Zhi-wei, ZHAO Ji-dong. Evaluation on failure of fiber-reinforced sand[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2013, **139**(1): 95 - 106.
- [11] VILLARD P, JOUVE P, RIOU Y. Modelisation du comportement mécanique du Texsol[J]. Bulletin Liaison Labo, 1990, **168**: 15 - 27.
- [12] DI PRISCO C, NOVA R. A constitutive model for soil reinforced by continuous threads[J]. Geotextiles and Geomembranes, 1993, **12**: 161 - 178.
- [13] DIAMBRA A, IBRAIM E, WOOD D Muir, et al. Fiber reinforced sands: Experiments and modeling[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2010, **28**: 238 - 250.
- [14] 介玉新, 王乃东, 李广信. 加筋土计算中等效附加应力法的改进[J]. 岩土力学, 2007, **28**(增刊 1): 129 - 132. (JIE Yu-xin, WANG Nai-dong, LI Guang-xin. Modified equivalent additional stress method for numerical analysis of reinforced soil[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, **28**(S1): 129 - 132. (in Chinese))
- [15] FUKUDA H, CHOI T. A probabilistic theory of strength of short-fibre composites with variable fibre length and orientation[J]. Journal of Materials Science, 1982, **17**: 1003 - 1011.
- [16] ZHU Y T, ZONG G, MANTHIRAM A, et al. Strength analysis of random short-fiber-reinforced metal matrix composite materials[J]. Journal of Material Science, 1994, **29**: 6281 - 6286.
- [17] MACHADO S L, CARVALHO F M, VILAR O M. Constitutive model for municipal solid waste[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2002, **128**(11): 940 - 951.
- [18] 连宝琴. 城市固体废弃物大应变三轴试验研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2012. (LIAN Bao-qin. Study on large strain triaxial tests of municipal solid waste[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2012. (in Chinese))