

DOI: 10.11779/CJGE201512017

三维应力空间下改进状态变量的上下负荷面模型 及其数值实现

马少坤^{1, 2}, 潘柏羽^{1, 2}, 何建兴^{1, 2}, 赵乃峰³, 江 杰^{1, 2}, 刘 莹^{1, 2}

(1. 广西大学土木建筑工程学院, 广西 南宁 530004; 2. 广西大学工程防灾与结构安全重点实验室, 广西 南宁 530004;
3. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092)

摘 要: 为准确描述结构性土、超固结土的复杂弹塑性力学行为, 对上下负荷面模型中的超固结状态变量 R 与结构性状态变量 R^* 的演化规律进行改进, 运用 Sheng 建议的破坏准则把模型的应用范围拓宽到三维应力空间, 建立了三维应力空间下改进状态变量的上下负荷面模型。详细介绍了该模型隐式应力更新算法的数值实现过程, 编制了对应的接口子程序, 实现了对有限元软件的二次开发, 并通过一系列数值模拟验证了模型的合理性、程序的精度与稳定性。最后应用本文模型模拟 Boom 黏土和 Fujinomori 黏土并与试验数据对比, 结果表明, 模型能够准确描述结构性土、超固结土的力学特征。

关键词: 超固结; 结构; 上下负荷面; 三维应力空间; 材料子程序

中图分类号: TU470

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2015)12-2272-08

作者简介: 马少坤(1972-), 男, 湖南湘潭人, 教授, 博士生导师, 主要从事地下工程的研究与教学工作。E-mail: mashaokun@sina.com。

Super-subloading surface model with improved state variables in 3D stress space and its numerical implementation

MA Shao-kun^{1, 2}, PAN Bai-yu^{1, 2}, HE Jian-xing^{1, 2}, ZHAO Nai-feng³, JIANG Jie^{1, 2}, LIU Ying^{1, 2}

(1. College of Civil Engineering and Architecture, Guangxi University, Nanning 530004, China; 2. Key Laboratory of Disaster Prevention and Structural Safety, Guangxi University, Nanning 530004, China; 3. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: A 3D improved super-subloading surface model is established to describe the complex behaviors of overconsolidated and structured soil precisely. By comparing with those of the existing super-subloading surface models, the evolution of overconsolidation state variable R and structural state variable R^* in this model is ameliorated. Moreover, the realm of the model is expanded to 3D stress space as the shape of yield condition in π plane is assumed to be sleeked by utilizing the failure criterion suggested by Sheng. Then the procedure of implicit stress-update algorithm is introduced, and the model is realized in finite element software by subroutine. Subsequently, the rationalities of the model and the subroutine are verified in a series of numerical simulations. Finally, Boom clay and Fujinomori clay are simulated, and the numerical simulation results are compared with the test data. The comparison shows that the proposed model can describe the characteristics of overconsolidated and structured soil accurately.

Key words: overconsolidation; structure; super-subloading surface; 3D stress space; subroutine

0 引 言

在地下工程开挖及上部结构建设过程中, 开挖面土体处于卸载一再加载的超固结状态; 此外, 在工程完工后, 地基土体在其长期固结沉降过程中逐渐产生结构性, Leroueil 等^[1]及 Tatsuoka 等^[2]的试验结果就表明土体在其次固结过程中表现出结构性。更一般地, Tavenas 等^[3]、Mesri^[4]及众多岩土力学学者研究表明,

自然状态下的土几乎都处于超固结状态, 且具有结构性。由此看来, 实际岩土工程问题更多地涉及超固结

基金项目: 国家自然科学基金项目(51068002, 41362016); 广西岩土力学与工程重点实验室课题项目(13-KF-02, 14-KF-03)

收稿日期: 2014-04-22

*通讯作者

土和结构性土。以剑桥模型^[5-6]为代表的传统弹塑性模型能准确描述正常固结或弱超固结黏性土（以及松砂或低密砂）的应力屈服及应变硬化等力学特征，但不能对超固结土和结构性土的复杂弹塑性力学行为作出准确描述^[7-9]。

针对传统弹塑性模型在表现超固结土力学行为上的不足，一些改进模型便相继产生。如 Mroz^[10-11]、Iwan^[12]提出的多屈服面模型，Dafalias 等^[13]、Krieg^[14]提出的双重屈服面模型，Mroz 等^[15]提出的无限屈服面模型等。其中，Hashiguchi 提出的下负荷面模型^[16-18]形式简单且物理意义更明确^[19-20]，被广泛运用于岩土工程数值计算领域。例如：姚仰平等^[21]基于下负荷面概念，在剑桥模型参数中增加了一个为 Hvorslev 面斜率的参数，建立了简单实用的超固结土本构模型。Yamakawa 等^[9]和 Ozaki 等^[22]又将下负荷面模型建立在正交各向异性运动和硬化假设基础上，对其进行功能扩展，并给出了该模型的隐式应力更新算法。在表现结构性土力学行为方面，Liu 等^[23-25]、Horpibulsuk 等^[26]基于修正剑桥模型，引入描述结构性衰减参数和结构指数等参数，建立了结构性土剑桥模型（structured cam clay model）。Suebsuk 等^[27]在此基础上，引入与结构性相关的有效平均主应力参数 p'_0 ，对结构性土剑桥模型进行扩展，建立了适合自然结构性土、人工结构性土和无结构性土的修正结构性土剑桥模型（modified structured cam clay model）。上述模型在修正剑桥模型中引入结构性参数来体现结构性的影响，虽具有形式简单、参数物理意义明确的优势，但存在参数取值不定且受其他土性参数（如渗透系数）综合影响的缺点^[25]。

基于修正剑桥模型，本文首先修正 Asaoka 等^[7-8]的上下负荷面模型屈服面在 $p-q$ 应力空间中的形状，再对该模型的超固结状态变量 R 和结构性状态变量 R^* 的演化规律进行改进，然后引入 Sheng 等^[28]建议的破坏准则把模型应用范围拓展到三维应力空间，提出一个适用于超固结土和结构性土的改进模型。在此基础上，编制该模型与有限元软件对应的接口子程序，建立了适用于超固结土、结构性土在复杂应力条件下的数值模拟平台。最后应用本文模型模拟不同状态的土在不同加载条件下的力学行为，分析模拟结果，并将模拟结果与其他模型模拟结果、试验数据进行对比。

1 上下负荷面修正剑桥模型

1.1 上下负荷面理论

上下负荷面理论假定处于超固结状态的结构性土存在 3 个屈服面：修正剑桥模型屈服面、上负荷面、

下负荷面，如图 1 所示（图 1 及本文其他应力空间均为有效应力空间）。剑桥模型屈服面即为完全重塑土正常固结时的屈服面。上负荷面为结构性土正常固结时的屈服面，位于剑桥模型屈服面外并与该面几何相似，相似中心为 $p-q$ 应力空间的原点，相似比为 R^* ， R^* 取值范围为 $(0, 1)$ ，大小表示结构性的强弱， $R^*=1$ 时表示无结构性的完全重塑土，此时上负荷面与剑桥模型屈服面重合。当土体处于超固结状态时，屈服面位于正常固结屈服面内，被称为下负荷面，下负荷面随应力状态的变化扩大或缩小且始终过当前应力状态点。Hashiguchi 假定下负荷面与正常固结屈服面几何相似，相似中心为 $p-q$ 应力空间的原点，相似比为 R ， R 取值范围为 $(0, 1]$ ，大小表示超固结状态的强弱， $R=1$ 时表示土处于正常固结状态，此时下负荷面与正常固结屈服面重合。

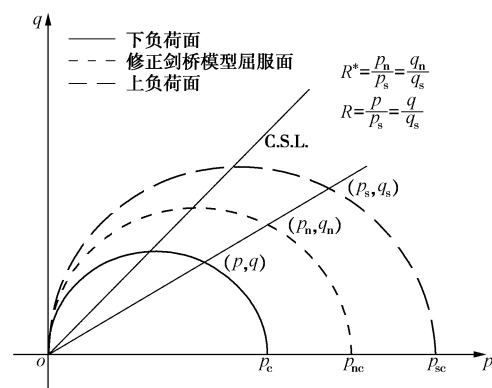


图 1 $p-q$ 空间中的屈服面示意图

Fig. 1 Sketch of yield surface in $p-q$ space

为使相似比 R ， R^* 具有明确的物理意义，重新定义 R ， R^* 分别为超固结状态变量、结构性状态变量，表达如下：

$$R = \frac{p_c}{p_{sc}}, \quad R^* = \frac{p_{nc}}{p_{sc}}, \quad (1)$$

式中， p_c ， p_{nc} ， p_{sc} 分别为下负荷面、剑桥模型屈服面、正常固结屈服面在 p 轴上的截距。

1.2 屈服面与塑性势函数

把式 (1) 代入修正剑桥模型屈服面方程，得上下负荷面修正剑桥模型在 $p-q$ 应力空间的屈服面方程：

$$\left. \begin{aligned} f &= \frac{q^2}{M^2} + p(p - p_c) = 0, \\ p_c &= \frac{R}{R^*} p_{nc}. \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

式中， (p, q) 为当前应力状态点， M 为临界状态剪切应力比。

1.3 破坏准则

为将本文模型从一般应力空间拓展到三维应力空间，并克服 Mohr-Coulomb 破坏准则存在屈服面上有

不光滑角点的不足, 本文模型采用 Sheng 等^[28]建议的破坏准则, 表达如下:

$$M = M^* \sqrt[4]{\frac{2\alpha^4}{1+\alpha^4-(1-\alpha^4)\sin 3\theta}} \quad (3)$$

式中 M^* 为三轴压缩条件下的临界状态剪切应力比; α 表达式为

$$\alpha = \frac{3 - \sin \varphi}{3 + \sin \varphi} \quad (4a)$$

式中, φ 为内摩擦角; θ 为 Lode 角, 用来表现三维应力状态下中主应力对屈服强度的影响, 表达式为

$$\theta = \frac{1}{3} \arcsin \left(-\frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_3}{J_2^{3/2}} \right) \quad (4b)$$

式中, J_2 , J_3 分别为第二, 第三偏应力不变量。

Sheng 等^[28]等证明, 在内摩擦角 $\varphi \leq 48.59^\circ$ 时, 能保证 π 平面上破坏面的外凸性。本文破坏准则在 π 平面上的形状如图 2 所示。

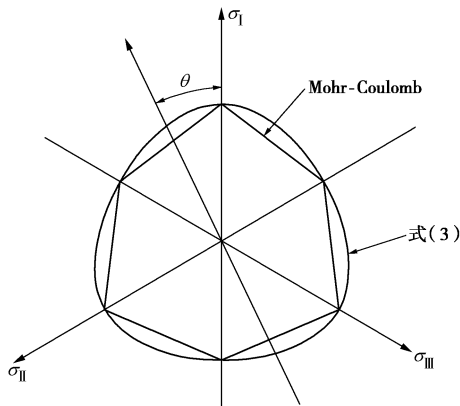


图 2 π 平面上破坏面形状^[28]

Fig. 2 Failure surface in π plane^[28]

1.4 流动法则

本文模型采用相关联流动法则, 在 $p-q$ 应力空间表达式如下:

$$d\varepsilon_v^p = \psi \frac{\partial f}{\partial p}, \quad d\varepsilon_s^p = \psi \frac{\partial f}{\partial q} \quad (5)$$

式中, ψ 为塑性乘子, f 为屈服面方程。

1.5 硬化规律

对式 (2) 第一式等号两边取微分, 即得到上下负荷面修正剑桥模型的塑性一致条件:

$$df = \frac{\partial f}{\partial p} dp + \frac{\partial f}{\partial q} dq + \frac{\partial f}{\partial p_c} dp_c \quad (6)$$

式中, dp_c 即为上下负荷面剑桥模型硬化参数的微分形式:

$$dp_c = \frac{\partial p_c}{\partial R^*} dR^* + \frac{\partial p_c}{\partial R} dR + \frac{\partial p_c}{\partial p_{nc}} dp_{nc} \quad (7)$$

式中, dp_{nc} 为修正剑桥模型的硬化参数, $dp_{nc} = \nu p_{nc} d\varepsilon_v^p$, ε_v^p 为塑性体应变, 系数 $\nu = (1 + e_0)/$

$(\lambda - \kappa)$, e_0 , λ , κ 分别为初始孔隙比、压缩指数和回弹指数。

对于式 (7) 超固结性状态变量 R 的增量形式 dR 和结构性状态变量 R^* 的增量形式 dR^* 的表达式, Asaoka 等^[7-8]曾建议为

$$dR = -\nu M m_R \ln R d\varepsilon_d^p \quad (8a)$$

$$dR^* = \nu M \left[1 - (R^*)^{m_R^*} \right] R^* d\varepsilon_d^p \quad (8b)$$

式中, m_R , m_{R^*} 分别为控制状态变量 R , R^* 变化速度的非负材料参数, $d\varepsilon_d^p$ 为塑性剪应变增量。很明显, 上述公式忽略了塑性体应变对超固结性和结构性状态的影响。为同时考虑塑性体应变 ε_v^p 和塑形剪应变 ε_d^p 对超固结性的影响, 本文参考 Yamakawa 等^[29]的研究, 通过在数学形式上把塑性体应变增量与塑性剪应变增量对超固结性的影响做加权的方式, 改进超固结状态变量演化形式 dR 的表达式为

$$dR = -\nu M m_R \ln R d\varepsilon_R^p \quad (9a)$$

式中, $d\varepsilon_R^p$ 为影响超固结性的等效塑性应变增量:

$$d\varepsilon_R^p = \sqrt{\eta_1 (d\varepsilon_d^p)^2 + (1 - \eta_1) (d\varepsilon_v^p)^2} \quad (9b)$$

式中, η_1 为无量纲参数, 表示塑性剪应变增量和塑性体应变增量对超固结性的发展贡献比例, 当 $\eta_1 = 1$ 时, 土的超固结性完全由塑性剪应变决定, 式 (9a) 退化为式 (8a), 而当 $\eta_1 = 0$ 时, 土的超固结性完全由塑性体应变决定。 η_1 的取值影响着数值模拟结果与实验结果的相似程度。

在考虑塑性体应变增量对结构性的影响方面, 本文综合 Asaoka 等^[7-8]、朱合华等^[30]的研究, 首先改进了结构性状态变量演化形式 dR^* 的表达式为

$$dR^* = \nu M m_{R^*} \left[(R^*)^2 - (R^*)^3 \right] d\varepsilon_{R^*}^p \quad (9c)$$

式中, $d\varepsilon_{R^*}^p$ 为影响结构性的等效塑性应变。其次, 为考虑塑性体应变增量对结构性的影响, 采用上述改进 dR 表达式的思路, 改进 $d\varepsilon_{R^*}^p$ 的表达式为

$$d\varepsilon_{R^*}^p = \sqrt{\eta_2 (d\varepsilon_d^p)^2 + (1 - \eta_2) (d\varepsilon_v^p)^2} \quad (9d)$$

式中, η_2 为塑性剪应变增量对结构性的发展贡献比。

由此可得, η_1 , η_2 具体取值是在数值模拟过程中, 取模拟结果与试验结果最接近时的值。

2 隐式应力更新算法

本文模型的数值实现采用完全隐式向后积分算法, 该法通过在平衡迭代中内置屈服条件使应力状态始终处于当前屈服面上, 使计算结果达到非常高的计算精度。具体思路如图 3 所示。图中下标表示增量步, 上标表示迭代步。

σ_N 点表示从 ABAQUS 主程序传入的第 N 增量步积分点的应力状态, 把给定的总应变增量 $d\varepsilon_{N+1}$ 全部视

为弹性应变增量, 通过弹性本构关系求得试探应力 σ_{N+1}^{tr} , 并代入屈服方程中进行屈服判断: 若 $f(\sigma_{N+1}^{\text{tr}}) \leq 0$ (本节中的 0, 在实际程序中处理时, 用下文的 f^{Tol} 来代替), 说明材料没有屈服, 上述试探应力状态即为实际应力状态; 若 $f(\sigma_{N+1}^{\text{tr}}) > 0$ 说明材料屈服, 需进行塑性修正。塑性修正过程中, 根据最近点映射算法确定塑性应变增量 $d\varepsilon^{\text{p}}|^{k-1}$, 再过弹性本构关系计算应力状态 σ_{N+1}^{k-1} , 再进行屈服判断。重复以上步骤直至 $f(\sigma_{N+1}^k) = 0$, 此时 σ_{N+1}^k 即为第 $N+1$ 增量步实际的应力状态, 迭代结束。

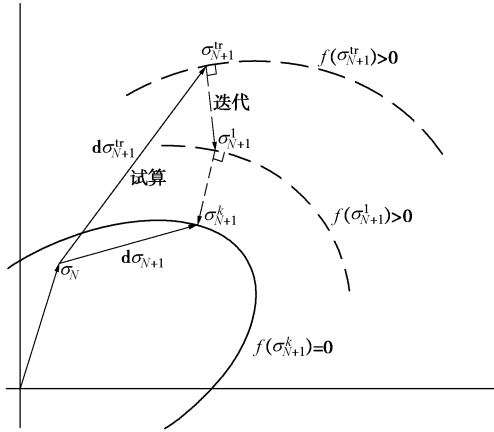


图 3 完全隐式积分算法示意图

Fig. 3 Sketch of implicit integration algorithm

3 模型的数值实现

3.1 初始屈服面

由已知的第 N 增量步应力状态 σ_N 及状态变量 R_N 、 R_N^* , 可得第 $N+1$ 增量步初始屈服面大小:

$$\left. \begin{aligned} p_{c,N} &= \frac{R_N}{R_N^*} p_{nc,N}, \\ p_{nc,N} &= \frac{q_N^2}{M^2 p_N} + p_N. \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

3.2 弹性试探

试探应力分量 σ_{N+1}^{tr} 由弹性本构关系求出:

$$\sigma_{N+1}^{\text{tr}} = \sigma_N + D^e : d\varepsilon, \quad (11)$$

式中, $D^e = (K - 2G/3)\delta_{ij}\delta_{kl} + G(\delta_{ik}\delta_{jl} + \delta_{il}\delta_{jk})$ 为弹性矩阵。模型弹性部分采用多孔介质非线性弹性模型, 体积弹性模量 K 和剪切模量 G 分别为

$$\left. \begin{aligned} K &= \frac{1+e}{\kappa} p, \\ G &= \frac{3(1-2\nu)}{2(1+\nu)} K, \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

式中, ν 为泊松比。

求出试探应力分量 σ_{N+1}^{tr} 后, 由下式求出试探平均应力 p^{tr} 、试探剪切应力 q^{tr} :

$$p_{N+1}^{\text{tr}} = \sigma_{ij,N+1}^{\text{tr}} \delta_{ij} / 3, \quad q_{N+1}^{\text{tr}} = \sqrt{3/2} \|s_{ij}^{\text{tr}}\|. \quad (13)$$

3.3 初始屈服判断

计算初始屈服函数:

$$f_{N+1}^{\text{tr}} = (q_{N+1}^{\text{tr}})^2 / M^2 + p_{N+1}^{\text{tr}} (p_{N+1}^{\text{tr}} - p_{c,N}), \quad (14)$$

若初始屈服函数 f_{N+1}^{tr} 小于某个容许误差值 f^{Tol} , 说明应力状态仍处弹性阶段, 直接进行 3.5 节的计算; 若 f_{N+1}^{tr} 大于 f^{Tol} , 说明发生应力屈服, 应进行塑性修正。本文设定 $f^{\text{Tol}} = 1 \times 10^{-5}$ 。

3.4 塑性修正

塑性修正的核心是用 Newton-Raphson 方法求解包括 p_{nc} , p , q , ψ , R , R^* 六个变量的非线性方程组。由于求解过程中的每一个迭代步的应力增量、应变增量极小, 故在实际求解时, 设当前迭代步 R , R^* 的初值为上一迭代步末的更新值, 且在迭代过程中不变, 在该迭代步结束后利用微分形式 dR , dR^* 更新 R , R^* , 再进行下一迭代步的计算, 直至迭代结束。上述处理方法在实际运用过程中, 被证明迭代效率高、结果精确, 说明该方法是合理的。

第 N 增量步中第 k 迭代步具体表达式如下, 具体推导见文献[29]:

$$\left. \begin{aligned} \frac{(q^k)^2}{M^2} + p^k \left(p^k - \frac{R^{k-1}}{R^{*k-1}} p_{nc}^k \right) &= 0, \\ p^k &= p^{\text{tr}} - K \psi^k \left(\frac{\partial f}{\partial p} \right)^k, \\ q^k &= q^{\text{tr}} - 3 \nu \psi^k \left(\frac{\partial f}{\partial q} \right)^k, \end{aligned} \right\} \quad (15a)$$

$$\left. \begin{aligned} p_{nc,N}^k &= p_{nc,N-1} \exp \left[\nu \psi^k \left(\frac{\partial f}{\partial p} \right)^k \right], \\ R^k &= R^{k-1} + dR^k, \\ R^{*k} &= R^{*k-1} + dR^{*k}. \end{aligned} \right\} \quad (15b)$$

3.5 变量更新与存储

由式 (15a)、(15b) 进行应变、孔隙比等的更新, 并将更新后的状态变量 STATEV(NSTATV) 存储, 再进行下一增量步的计算:

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_{N+1}^{\text{p}} &= \varepsilon_N^{\text{p}} + d\varepsilon_{N+1}^{\text{p}}, \\ \varepsilon_{N+1}^{\text{e}} &= \varepsilon_{N+1}^{\text{tr}} - d\varepsilon_{N+1}^{\text{p}}, \end{aligned} \right\} \quad (16a)$$

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_{N+1} &= \varepsilon_N + d\varepsilon_{N+1}, \\ d\varepsilon_{N+1} &= (1 + e_N) d\varepsilon_{v,N+1}, \\ e_{N+1} &= e_N + de_{N+1}. \end{aligned} \right\} \quad (16b)$$

4 模型验证

为验证本文模型的有效性, 对重塑土、结构性土在正常固结、超固结状态下进行三轴压缩数值模拟试验, 并分析试验结果。

4.1 超固结重塑土三轴压缩试验模拟

选取文献[28]中的土样参数作为本节重塑土样参数，采用一阶八节点三维实体孔压单元(C3D8P)，对试样进行三轴压缩条件下的数值模拟。土性参数如表 1 所示。

图 4 为本文模型与 Sheng 等^[28]所用修正剑桥模型模拟的有效应力路径图。如图 14 所示，本文模型与修正剑桥模型均对重塑土在三轴压缩试验过程中有效应力状态变化的一般规律做出了准确的描述。对比本文结果与 Sheng 等^[28]的结果，可以明显看出，在对正常固结重塑土固结不排水（NC-CU）过程、超固结重塑土固结不排水（OC-CU）过程进行模拟时，本文模型模拟的有效应力路径比 Sheng 等^[28]用修正剑桥模型模拟的有效应力路径更平滑。

表 1 重塑土参数^[28]

Table 1 Parameters of remolded soil ^[28]		
参数	正常固结土	超固结土
初始孔隙比	1.50	1.53
压缩指数	0.2	0.2
回弹指数	0.02	0.02
泊松比	0.3	0.3
内摩擦角/(°)	30	30
前期固结压力/kPa	50	50
渗透系数/(m·s ⁻¹)	10 ⁻⁸	10 ⁻⁸
初始静水压力/kPa	50	10

注：在描述重塑土时，结构性状态变量 R^* 恒为 1.0。

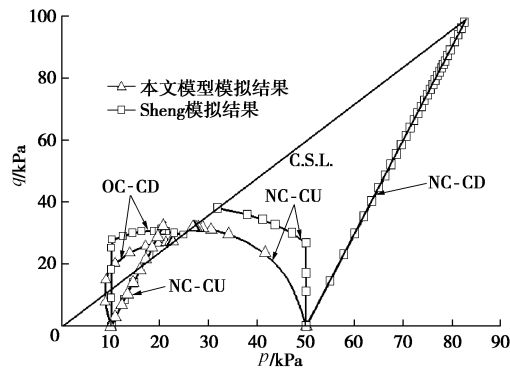


图 4 有效应力路径图

Fig. 4 Effective stress paths

4.2 结构性土三轴压缩试验模拟

为评价土结构性对力学行为的影响，对初始结构性不同土样进行不排水三轴压缩试验模拟，试样初始状态如表 2 所示。

表 2 土样初始物理条件

Table 2 Initial physical conditions of soils					
试样	围压/kPa	前期固结压力/kPa	R	R^*	初始孔隙比
1	50	50	1.0	1.0	1.50
2	50	50	1.0	0.8	1.50
3	50	50	1.0	0.6	1.50
4	50	50	1.0	0.4	1.50
5	50	50	1.0	0.2	1.50

图 5 为不同初始结构状态正常固结土样三轴不排水压缩过程中的有效应力路径及超孔隙水压变化图。从图中可看出，土样在三轴不排水压缩过程中，有效应力状态、超孔隙水压力受结构性的影响明显。初始结构性不同的土有效应力路径曲线越接近破坏线；在向破坏点接近过程中，有效应力路径逐渐趋同；在破坏时，有效应力路径汇交于破坏点。这说明，结构性能能够改变土在渐进破坏过程中的应力路径，但不改变破坏时的应力状态。这是因为，结构性的存在使得土在未破坏阶段能够承受较高的应力水平^[31]；随着应力水平逐渐增高，土的结构性逐渐被破坏，结构性土逐渐表现出与重塑土相似的性质^[32]；在破坏时，土的构性被完全破坏，结构性土表现出与重塑土基本相同的性质^[33]。

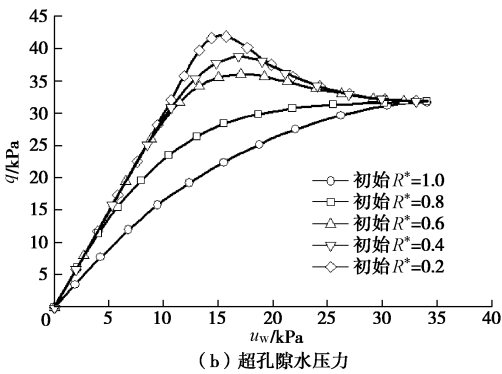
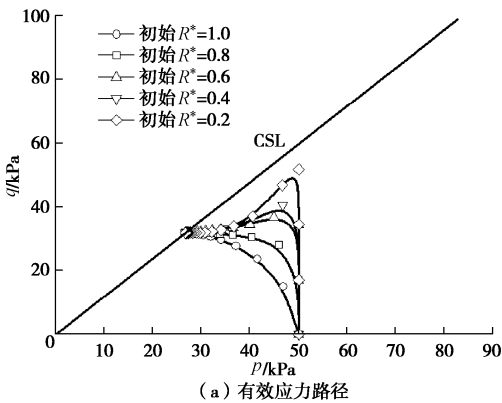


图 5 不排水压缩应力路径和超孔隙水压变化图

Fig. 5 Stress paths and excess pore pressures of undrained compression tests

从图 5 还可以看出。在破坏前，结构性土的超孔隙水压力小于重塑土的超孔隙水压力，且结构性越强的土超孔隙水压力越小。这是因为结构性的存在使得结构性土具有更强的维持孔隙结构的能力，给孔隙水的自由流动提供空间条件，孔隙水压力能够较快消散，从而使超孔隙水压力表现出上述现象。该现象体现了在相同应力水平条件下结构性土具有维持较大孔隙率的能力，该现象与张诚厚^[34]的试验结果相一致。

图 6 为不同初始结构状态的正常固结土样三轴不

排水压缩过程中偏应力 - 轴向应变关系图。由图 6 看出, 初始结构性越强的土, 应力应变关系越趋向应变软化, 破坏时处于更高的应力水平; 在破坏后, 结构性土的残余强度与重塑土破坏时的强度相同。以上模拟结果表明结构性土在结构性未被破坏前有着比重塑土更高的强度, 随着加载的进行, 结构性逐渐被破坏, 结构性土表现出与重塑土相同的力学性质, 与实际试验中的结果^[35]一致。从图 6 也可以看出, 初始结构性越强的土偏应力 - 轴向应变关系曲线越陡, 这表示要达到相同的变形, 结构性越强的土所需施加的外荷载越大, 表现了结构性对土抵抗变形能力的贡献。

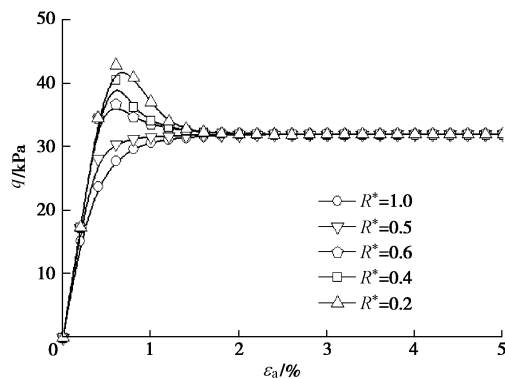


图 6 不排水压缩偏应力 - 轴向应变关系

Fig. 6 Deviatoric stress-axial strain relation of undrained compression tests

5 模型应用

应用本文模型, 对文献[36]中 Boom 黏土原状样在常规三轴不排水压缩应力路径下的固结过程进行模拟。在围压为 4.7 MPa 的加载条件下的模拟结果与试验结果对比如图 7 所示。试样初始物理力学参数为 $e_0=0.67$, $\lambda=0.078$, $k=0.0108$, $\varphi=18$, $p_c=6.0$ MPa。

如图 7 所示, 本文模型较准确地描述了 Boom clay 原状岩样应力 - 应变的非线性、应变软化特性以及峰值强度和残余强度等特性。

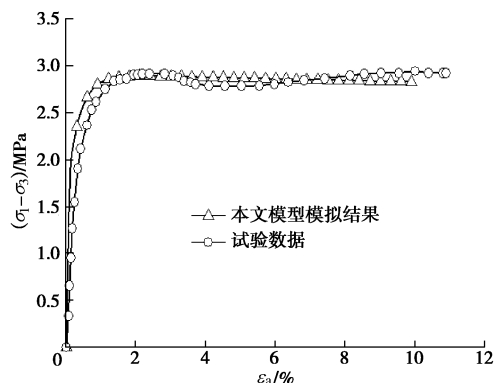
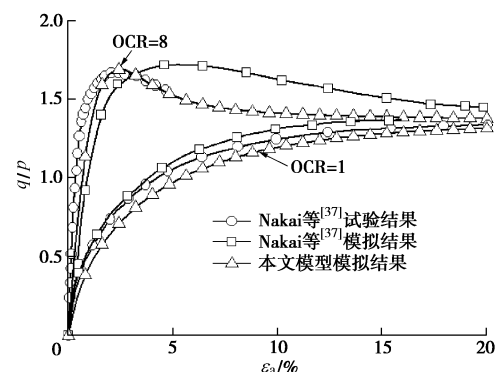


图 7 Boom Clay 试验与模拟应力 - 应变关系比较图

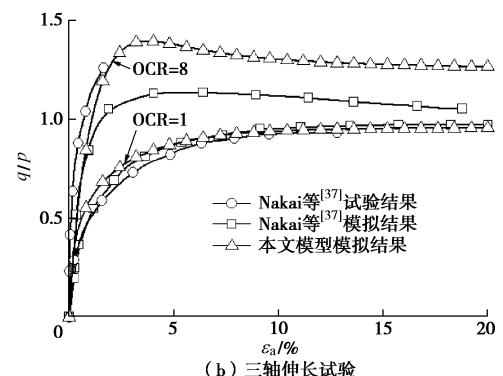
Fig. 7 Comparison between test and simulated deviatoric stress-axial strain relations of Boom clay

此外, 应用本文模型对 Nakai 等^[37]的 Fujinomorri 黏土进行三轴压缩和三轴伸长模拟。模拟结果与试验结果对比如图 8 所示。试样初始物理力学参数为 $e_0=0.83$, $\lambda=0.093$, $k=0.0205$, $\gamma=0.2$, $R_{cs}=3.5$, 参数具体意义见文献[37]。

从图 8 可看出, 在总体上, 本文模型与 Nakai 等^[37]模型均能合理地描述 Fujinomorri 黏土的应力与变形关系、强度特征、超固结性的影响以及主应力旋转效应的影响。在模拟正常固结土时, 在土样破坏的临界状态, 本文模型的模拟结果比 Nakai 等的结果^[37]更接近试验结果, 这说明本文模型在反应土的强度特征方面比 Nakai 等的模型^[37]好。在模拟超固结土的力学行为时, 本文模型的模拟结果明显更接近试验数据, 这说明本文模型在对 Asaoka 模型^[7-8]做出基于修正剑桥模型、考虑塑性体应变与塑性剪应变对超固结性(结构性)的综合影响的改进之后, 能够比 Nakai 等的模型^[37]更准确地刻画超固结土的力学特征。



(a) 三轴压缩试验



(b) 三轴伸长试验

图 8 Fujinomorri Clay 试验结果与模拟结果对比图

Fig. 8 Comparison between test and simulated results of Fujinomorri clay

6 结 论

应用三维应力空间下改进状态变量的上下负荷面模型对超固结土、结构性土进行三轴压缩过程的数值模拟, 并与修正剑桥模型、Sheng 的模型^[28]的模拟结果进行对比; 并应用该模型模拟原状 Boom 黏土、超

固结 Fujinomori 黏土在不同加载条件下的力学行为, 并与试验数据及 Nakai 等模型^[37]的模拟结果进行对比, 可得以下 4 点结论。

(1) 本文模型相对修正剑桥模型能更准确地描述正常固结土连续平滑的应力路径等力学特征。

(2) 本文模型模拟的应力路径、超孔隙水压力变化、应力 - 应变关系等符合超固结土、结构性土的力学特性的一般规律。

(3) 本文模型能够准确描述原状 Boom 黏土、超固结 Fujinomori 黏土在复杂应力条件下的力学行为。

(4) 本文模型能准确描述应力应变关系的非线性、应变软化、峰值强度及残余强度等力学特性的影响。

Abaqus 是在土木工程中广泛应用的大型商业化有限元软件, 本文模型在 Abaqus 中的实现, 不仅具备一定的理论价值, 同时还可以进一步应用于结构与土相互作用的计算, 为今后工程设计提供一定的参照。

参考文献:

- [1] LEROUEIL S, VAUGHAN P R. The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks[J]. Géotechnique, 1990, **40**(3): 467 - 488.
- [2] TATSUOKA F, SANTUCCI DE MAGISTRIS F, HAYANO K, et al. Some new aspects of time effects on the stress-strain behaviour of stiff geomaterials: Keynote lecture[C]// Proc of Second Int Conf on Hard Soils and Soft Rocks. Napoli, 1998: 1285 - 1371.
- [3] TAVENAS F, LEROUEIL S. Laboratory and in situ stress-strain-time behavior of soft clays: a state of the art[C]// International Symposium on Geotechnical Engineering of Soft Soils. Mexico City, 1987, **2**: 3 - 48.
- [4] MESRI G. Discussion of New design procedure for stability of soft clays[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1975(1): 409 - 412.
- [5] ROSCOE K H, SCHOFIELD A N, THURAIRA A. Yielding of clay in states wetter than critical[J]. Géotechnique, 1963, **13**(3): 211 - 240.
- [6] ROSCOE K H, BURLAND J B. On the generalized stress-strain behavior of 'wet' clay[M]. Cambridge: Cambridge University Press, 1968: 535 - 609.
- [7] ASAOKA A, NAKANO M, NODA T. Superloading yield surface concept for highly structured soil behavior[J]. Soils and Foundations, 2000, **40**(2): 99 - 110.
- [8] ASAOKA A, NAKANO M, NODA T, et al. Delayed compression/consolidation of naturally clay due to degradation of soil structure[J]. Soils and Foundations, 2000, **40**(3): 75 - 85.
- [9] YAMAKAWA Y, HASHIGUCHI K, IKEDA K. Implicit stress-update algorithm for isotropic Cam-clay model based on the subloading surface concept at finite strains[J]. International Journal of Plasticity, 2010, **26**(5): 634 - 658.
- [10] MRÓZ Z. On the description of anisotropic workhardening[J]. Journal of the Mechanics and Physics of Solids, 1967, **15**(3): 163 - 175.
- [11] MRÓZ Z. An attempt to describe the behavior of metals under cyclic loads using a more general work-hardening model[J]. Acta Mechanica, 1969, **7**(2): 199 - 212.
- [12] IWAN W D. On a class of models for the yielding behavior of continuous and composite systems[J]. ASME J Appl Mech, 1967, **34**(3): 612 - 617.
- [13] DAFALIAS Y F, POPOV E P. A model on nonlinearly hardening materials for complex loading[J]. Acta Mechanica, 1975, **21**(3): 173 - 192.
- [14] KRIEG R D. A practical two surface plasticity theory[J]. ASME J Appl Mech, 1975, **42**(3): 641 - 646.
- [15] MRÓZ Z, NORRIS V A, ZIENKIEWICZ O C. An anisotropic critical state model for soils subject to cyclic loading[J]. Géotechnique, 1981, **31**(4): 451 - 469.
- [16] HASHIGUCHI K, UENO M. Elastoplastic constitutive laws of granular material[C]//Constitutive Equations of Soils, JSSMFE. Tokyo, 1977.
- [17] HASHIGUCHI K. Constitutive equations of elastoplastic materials with elastoplastic transition[J]. Journal of Applied Mechanics, 1980, **47**(2): 266 - 272.
- [18] HASHIGUCHI K. Subloading surface model in unconventional plasticity[J]. International Journal of Solids and Structures, 1989, **25**(8): 917 - 945.
- [19] HASHIGUCHI K. Fundamental requirements and formulation of elastoplastic constitutive equations with tangential plasticity[J]. Int J Plasticity, 1993, **9**(5): 525 - 549.
- [20] HASHIGUCHI K. Mechanical requirements and structures of cyclic plasticity models[J]. Int J Plasticity, 1993, **9**(6): 721 - 748.
- [21] YAO Y P, HOU W, ZHOU A N. A constitutive model for overconsolidated clays based on the Hvorslev envelope[J]. Science in China (Ser E), 2008, **51**(2): 179 - 191.
- [22] OZAKI S, HIKIDA K, HASHIGUCHI K. Elastoplastic formulation for friction with orthotropic anisotropy and

- rotational hardening[J]. *International Journal of Solids and Structures*, 2012, **49**(3/4): 648 – 657.
- [23] LIU M D, CARTER J P. Virgin compression of structured soils[J]. *Géotechnique*, 1999, **49**(1): 43 – 57.
- [24] LIU M D, CARTER J P. Modelling the destructuring of soils during virgin compression[J]. *Géotechnique*, 2000, **50**(4): 479 – 483.
- [25] LIU M D, CARTER J P. A structured Cam Clay model[J]. *Géotechnique*, 2002, **50**(4): 479 – 483.
- [26] HORPIBULSUK S, LIU M D, LIYANAPATHIRANA D S, et al. Behaviour of cemented clay simulated via the theoretical framework of Structured Cam Clay model[J]. *Comput Geotech*, 2010, **37**(1/2): 1 – 9.
- [27] SUEBSUK J, HORPIBULSUK S, LIU M D. Modified Structured Cam Clay: A generalised critical state model for destructured, naturally structured and artificially structured clays[J]. *Computers and Geotechnics*, 2010, **37**(7/8): 956 – 968.
- [28] SHENG D, SLOAN S W, YU H S. Aspects of finite element implementation of critical state models[J]. *Computational Mechanics*, 2000, **26**(2): 185 – 196.
- [29] YAMAKAWA Y, HASHIGUCHI K, IKEDA K. Implicit stress-update algorithm for isotropic Cam-clay model based on the subloading surface concept at finite strains[J]. *International Journal of Plasticity*, 2010, **26**(5): 634 – 658.
- [30] ZHU H H, YE B, CAI Y C, et al. An elasto-viscoplastic model for soft rock around tunnels considering overconsolidation and structure effects[J]. *Computers and Geotechnics*, 2013, **50**: 6 – 16.
- [31] HØEG K, DYVIK R, SANDBÆKKEN G. Strength of undisturbed versus reconstituted silt and silty sand specimens[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2000, **126**(7): 606 – 617.
- [32] 刘恩龙, 沈珠江. 不同应力路径下结构性土的力学特性[J]. *岩石力学与工程学报*, 2006, **25**(10): 2058 – 2064. (LIU En-long, SHEN Zhu-jiang. Mechanical behavior of structured soils under different stress paths[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2006, **25**(10): 2058 – 2064. (in Chinese))
- [33] 龚晓南, 熊传祥, 项可祥, 等. 黏土结构性对其力学性质的影响及形成原因分析[J]. *水利学报*, 2000, **22**(10): 43 – 47. (GONG Xiao-nan, XIONG Chuan-xiang, XIANG Ke-xiang, et al. The formation of clay structure and its influence on mechanical characteristics of clay[J]. *Journal of Hydraulic Engineering*, 2000, **22**(10): 43 – 47. (in Chinese))
- [34] 张诚厚. 两种结构性土的土工特性[J]. *水利水运科学研究*, 1983(4): 65 – 71. (ZHANG Cheng-hou. Engineering quality of two kinds of structured clay[J]. *Journal of Nanjing Hydraulic Research Institute*, 1983(4): 65 – 71. (in Chinese))
- [35] 王常明, 张先伟. 软土结构性对次固结系数的影响[J]. *岩土力学*, 2012, **33**(2): 476 – 482. (WANG Chang-ming, ZHANG Xian-wei. Effect of soft clay structure on secondary consolidation coefficient[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2012, **33**(2): 476 – 482. (in Chinese))
- [36] 于洪丹. Boom clay 渗流—应力耦合长期力学特性研究[D]. 武汉: 中国科学院武汉岩土力学研究所, 2010. (YU Hong-dan. Study on long-term hydro-mechanical coupled behavior of Belgium Boom clay[D]. Wuhan: Chinese Academy of Sciences, Institute of Rock and Soil Mechanics, 2010. (in Chinese))
- [37] NAKAI T, HINOKIO M. A simple elastoplastic model for normally and overconsolidated soils with unified material parameters[J]. *Soils and Foundations*, 2004, **44**(2): 53 – 70.