

DOI: 10.11779/CJGE202203009

微生物加固砂土弹塑性本构模型

崔昊¹, 肖杨^{*1,2,3}, 孙增春¹, 汪成贵¹, 梁放¹, 刘汉龙^{1,2,3}

(1. 重庆大学土木工程学院, 重庆 400045; 2. 重庆大学山地城镇建设与新技术教育部重点实验室, 重庆 400045;

3. 库区环境地质灾害防治国家地方联合工程研究中心, 重庆 400045)

摘要: 微生物诱导碳酸钙沉淀 (MICP) 是一种利用环境友好的微生物加固岩土体的新方法。试验结果表明, MICP 加固砂土的刚度、强度和剪胀性增强, 可压缩性降低。针对 MICP 加固砂土的力学特性和变形特征, 在临界状态土力学理论框架下, 采用非关联流动法则, 建立了微生物加固砂土的状态相关弹塑性本构模型。在新的胶结退化准则中, 将胶结退化速率与塑性应变的累积和固结围压建立关系。微生物加固砂土三轴排水剪切试验的模拟结果表明所建立的本构模型可以较好地描述微生物加固砂土的应力-应变关系和剪胀行为, 验证了模型的合理性。

关键词: MICP 加固砂土; 状态参数; 胶结作用; 退化; 本构模型

中图分类号: TU441

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2022)03-0474-09

作者简介: 崔昊(1991—), 男, 博士研究生, 主要从事胶结土本构模型及数值计算方面的研究。E-mail: cqcuiaohao1@163.com。

Elastoplastic constitutive model for biocemented sands

CUI Hao¹, XIAO Yang^{1,2,3}, SUN Zeng-chun¹, WANG Cheng-gui¹, LIANG Fang¹, LIU Han-long^{1,2,3}

(1. School of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, China; 2. Key Laboratory of New Technology for Construction

of Cities in Mountain Area, Chongqing University, Chongqing 400045, China; 3. National Joint Engineering Research Center of

Geohazards Prevention in the Reservoir Areas, Chongqing 400045, China)

Abstract: The microbial-induced calcite precipitation (MICP) is a new method for reinforcing geotechnical materials with environmentally friendly bacteria. The test results show that the stiffness, strength and dilatancy of the MICP-treated sands are enhanced, while the compressibility is reduced. In view of the mechanical properties and deformation characteristics of the MICP-treated sands, a state-dependent elastoplastic constitutive model for the MICP-treated sands with non-associated flow rule is established in the framework of critical state soil mechanics theory. In the new cementation degradation rule, the cementation degradation rate is related to the accumulation of plastic strain and the confining pressure. Then, the drained triaxial tests on the MICP-treated sands are simulated by the proposed model. The results show that the proposed model can well simulate the stress-strain relationship and dilatancy behavior.

Key words: MICP-treated sand; state parameter; cementation; degradation; constitutive model

0 引言

微生物岩土加固技术是利用微生物作用生成的有机、无机物材料填充孔隙和胶结岩土颗粒, 以改善岩土体的工程性能的技术方法^[1-2]。相较传统的 Portland 水泥或高聚物加固方法, 该技术具有对土体环境影响小、可持续性强的优点。微生物加固技术中研究最多、应用最广的为微生物诱导碳酸钙沉淀 (microbially induced calcite precipitation, MICP) 技术。MICP 技术中高产脲酶芽孢杆菌使用最为普遍, 其基本原理是利用自然界中广泛存在的无毒害的高产脲酶芽孢杆菌将尿素水解成铵根离子和碳酸根离子, 然后碳酸根离子与环境中的钙离子结合生成碳酸钙沉淀^[1-2]。目前,

MICP 技术能够增大土体强度和刚度, 封堵裂隙等, 因而可广泛应用于提高砂土抗液化能力^[3-4], 降低土体渗透性以改善其抗渗透变形能力^[5-6], 冻土地区残积土加固^[7], 三合土表面耐水性处理^[8], 尾矿黏土处理^[9], 泥炭土和有机质黏土改良^[10-11], 沙丘固化与沙漠治理^[12]以及岩体裂隙加固^[13]等。

针对 MICP 加固砂土的力学性能, 目前已有学者做了大量相关试验研究。Feng 等^[14]通过三轴排水试验研究了围压和胶结程度对 MICP 加固石英砂力学特性

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51922024, 52078085, 52178313);
重庆市自然科学基金项目 (cstc2019jcyjX0014)

收稿日期: 2021-04-30

*通信作者 (E-mail: hhuxyanson@163.com)

的影响。结果表明, MICP 加固砂的强度、剪胀性和初始弹性模量与胶结程度呈正相关。Liu 等^[15]对 MICP 加固钙质砂进行了相关试验研究, 表明碳酸钙含量增加并不会引起被加固土体的峰值内摩擦角改变, 但是黏聚力会显著提高, 这与 MICP 加固石英砂^[16-17]的试验结果不同。目前, 针对 MICP 加固砂土的本构理论研究较试验研究少。方祥位等^[18]基于损伤力学理论建立了 MICP 加固珊瑚砂的损伤本构模型。Gai 等^[19]基于次加载面理论建立了微生物加固砂土的本构模型, 但其未考虑 MICP 胶结作用对土体黏聚力的影响。

本文基于临界状态土力学理论框架, 采用非关联流动法则, 建立状态相关的 MICP 加固砂土弹塑性本构模型。随后, 将建立的模型分别模拟 MICP 加固石英砂和钙质砂的三轴排水剪切试验。计算结果表明, 该模型可以较好地模拟不同加固程度和不同固结围压下试样的应力-应变关系和剪胀特性。

1 MICP 加固砂土的力学特性分析

1.1 MICP 加固与破坏机理

MICP 加固砂土时, 生成的碳酸钙晶体一般有 3 种沉积形式: ①碳酸钙晶体附着在砂颗粒表面, 使砂颗粒表面变粗糙, 示意图和 SEM (scanning electron microscopy) 图^[20]如图 1 (a) 和图 1 (b) 所示; ②碳酸钙晶体在砂颗粒间逐渐沉积生长成较大的晶簇, 并将砂颗粒连接起来, 形成桥接作用, 示意图和 SEM 图^[20]如图 1 (c) 和图 1 (d) 所示; ③碳酸钙晶体附着在相邻的砂颗粒接触处, 将其胶结起来, 示意图和 SEM 图^[20]如图 1 (e) 和图 1 (f) 所示。

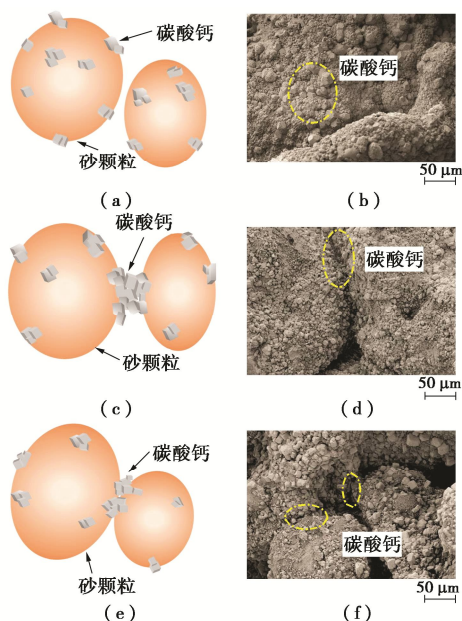


图 1 MICP 加固砂土机理示意图与 SEM 图^[20]

Fig. 1 Schematic diagrams and SEM images^[20] of MICP-treated sands

碳酸钙晶体的沉积形式会对 MICP 加固砂土的力学行为产生显著影响: 第一种沉积形式可以填充砂颗粒间孔隙并增加其表面粗糙度, 使土体内摩擦角增大, 剪胀增加; 第二种和第三种碳酸钙沉积形式主要是对砂土颗粒起到胶结作用, 可以显著提高土体强度和剪胀性。对 MICP 加固 Ottawa20/30 砂进行三轴剪切后重塑装样再剪切试验, 发现试样经过多次剪切之后强度与未加固砂基本相同, 但是剪胀和刚度较未加固砂仍有提高^[21]。MICP 加固砂土的破坏机理可以假设为: 剪切过程中碳酸钙的胶结作用逐渐破坏但附着在砂颗粒表面的碳酸钙未被完全磨损掉, 同时胶结破坏后的碳酸钙转化为第一种沉积形式。胶结作用退化造成强度降低, 出现应变软化现象和剪胀。当胶结作用完全丧失后, 附着在砂颗粒表面的碳酸钙仍会使其表面粗糙度增加, 刚度和剪胀增加, 但是对强度贡献较小。

1.2 破坏包络线

胶结土体的破坏包络线一般通过对同一胶结程度, 不同围压下三轴剪切试样的峰值强度进行拟合得到, 通过破坏包络线可以确定 MICP 加固砂土的初始黏聚力和峰值摩擦角。图 2 分别给出了 MICP 加固 Ottawa20/30 砂^[22], MICP 加固石英砂^[23]和 MICP 加固钙质砂^[24]在 $p'-q$ 空间中的峰值应力点和破坏包络线。

图 2 中的 B_{ca} 和 CCC 分别为 MICP 加固石英砂和 MICP 加固钙质砂中生成的碳酸钙的质量分数。对于 MICP 加固石英砂, 采用酸洗法去除生成的碳酸钙并根据质量差值计算得到碳酸钙的质量分数^[23]:

$$B_{ca} = (m_i - m_a) / m_i \times 100\% \quad (1)$$

式中, m_i 为 MICP 加固后的试样干重, m_a 为酸洗后的试样干重。

对于 MICP 加固钙质砂, 由于钙质砂主要成分为碳酸钙, 所以不能采用酸洗法计算生成的碳酸钙质量, 一般直接用 MICP 加固试样和未加固试样的干重差值计算得到碳酸钙质量分数^[24]:

$$CCC = (m_{MICP} - m_{un}) / m_{un} \times 100\% \quad (2)$$

式中, m_{MICP} 为 MICP 加固后的试样干重, m_{un} 为未加固试样干重。

从图 2 可以看出, 由于碳酸钙的胶结作用, MICP 加固之后的 Ottawa20/30 砂, 石英砂和钙质砂的黏聚力均增加。MICP 加固钙质砂在 $p'-q$ 空间破坏包络线的斜率减小, 峰值摩擦角相较未加固钙质砂明显减小, 可能因为钙质砂颗粒表面存在很多孔隙, 且砂颗粒形状多棱角状, MICP 加固过程中生成的碳酸钙将钙质砂颗粒表面的内孔隙填充, 使其表面更加规整导致摩擦角减小^[24]。

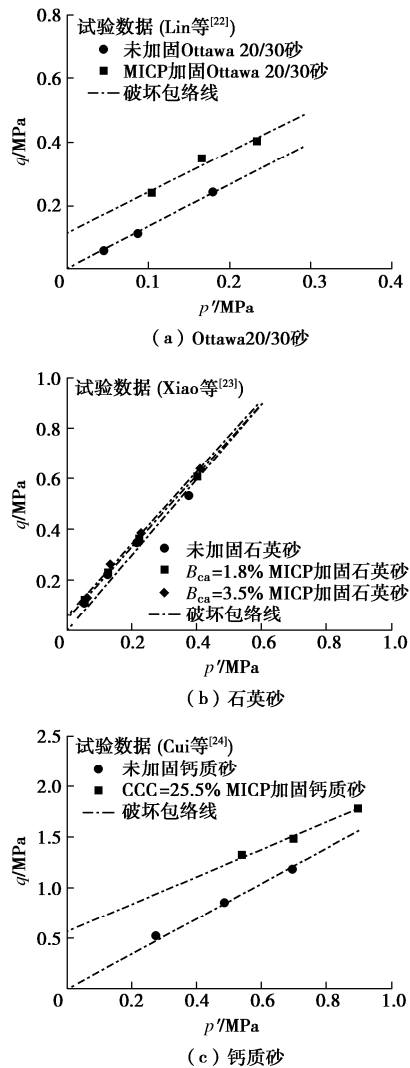


图2 试验峰值应力点和破坏包络线

Fig. 2 Test peak stress points and failure envelopes

1.3 临界状态线

图3分别给出了在 $e - \ln p'$ 和 $p' - q$ 空间中MICP加固石英砂^[23]和MICP加固钙质砂^[24]的临界状态线。可以看出,在 $e - \ln p'$ 空间中MICP加固石英砂和MICP加固钙质砂的临界状态线随加固程度增加向上移动,且近似平行。造成这种现象的原因可能是由于剪切过程中试样达到临界状态时砂颗粒间仍然存在一定的胶结作用碳酸钙,同时附着在砂颗粒表面的碳酸钙也会产生影响。从图3(c)可以看出, $p' - q$ 空间中MICP加固石英砂的临界状态线随加固程度增加,斜率逐渐增大,表明被加固砂土的临界状态摩擦角增加,主要是由于加固程度较高时有更多的碳酸钙附着在砂颗粒表面,导致其表面粗糙度增加。同时,加固程度的提高也会使剪切过程中胶结砂颗粒的碳酸钙破碎之后转化为增加砂颗粒表面粗糙度的碳酸钙更多。从图3(d)可以看出,MICP加固钙质砂的临界状态线与未加固钙质砂的临界状态线的斜率相差不

大,表明MICP加固钙质砂的临界状态摩擦角增加程度有限,主要是因为钙质砂的颗粒表面存在内孔隙,生成的碳酸钙将这些内孔隙填充。胶结作用破坏后仍有部分碳酸钙附着在砂颗粒表面,但是其对临界状态摩擦角的贡献并不如MICP加固石英砂明显。

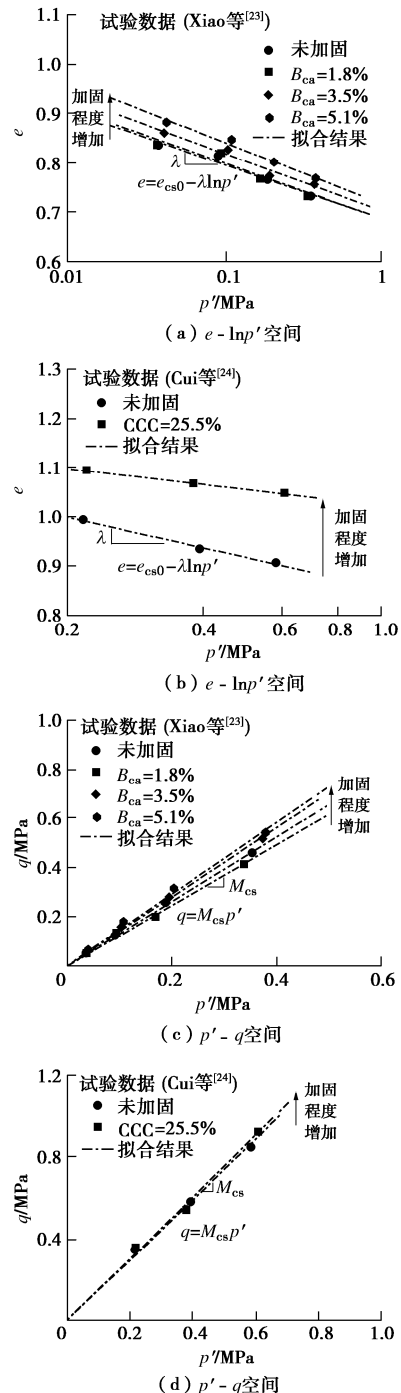


图3 MICP加固石英砂和MICP加固钙质砂的临界状态线

Fig. 3 Critical state lines of MICP-treated silica sand and

MICP-treated calcareous sand

2 MICP加固砂土本构模型

2.1 屈服面方程

Yao 等^[25]基于 UH 模型中的椭圆屈服面, 引入临界状态参数 χ , 提出了适用于砂土的屈服面形式, 如图 4。在 $p' - q$ 平面内屈服面方程表示为

$$f = \frac{(1+\chi)q^2}{M_{cs}^2 p'^2 - \chi q^2} - \frac{p_0}{p'} + 1 = 0 \quad (3)$$

式中 p' 为平均有效应力; q 为剪应力; p_0 为屈服面尺寸; M_{cs} 为临界状态应力比; χ 为临界状态参数, 可以控制屈服面形状。当 $\chi=0$ 时, 屈服面形状退化为修正剑桥模型的椭圆, 当 $0<\chi<1$ 时, 屈服面形状为水滴型, 其对屈服面形状的影响可参考 Yao 等^[25]。

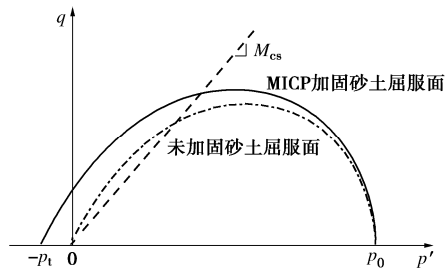


图4 砂土与 MICP 加固砂土的屈服面

Fig. 4 Yield surfaces of sands and MICP-treated sands

对于 MICP 加固砂土, 其屈服面由于胶结作用相较于未加固砂土的屈服面向 p' 轴的负半轴扩大, 表示胶结作用使土体具有一定程度的抗拉强度。MICP 加固砂土的屈服面形状如图 4 所示。

对式 (3) 修正之后可得 MICP 加固砂土的屈服面方程为

$$F = \frac{(1+\chi)q^2}{M_{cs}^2 (p' + p_t)^2 - \chi q^2} - \frac{p_0 + p_t}{p' + p_t} + 1 = 0 \quad (4)$$

式中, p_t 为胶结作用引起的抗拉强度。

Baudet 等^[26]在研究结构性土的本构模型时, 认为结构性的丧失同时受塑性体积应变和塑性剪应变的影响, 但是两者的影响比例目前还不能通过试验得到, 可假设两者的影响相同。Chen 等^[27]通过定义塑性损伤应变来表示塑性体积应变和塑性剪应变对胶结作用退化的综合影响:

$$\varepsilon_d^p = \sqrt{(\varepsilon_v^p)^2 + (\varepsilon_q^p)^2} \quad (5)$$

本文采用式 (5) 的形式并认为抗拉强度 p_t 随塑性损伤应变的累计逐渐减小, 可以表示为

$$p_t = p_{t0} \exp\left(-\xi \frac{1+e_0}{\lambda - \kappa} \varepsilon_d^p\right) \quad (6)$$

式中, p_{t0} 为初始抗拉强度, 可以由 $p' - q$ 空间中的破坏包络线与 p' 轴截距得到, ξ 为胶结退化速率参数, λ 和 κ 分别为 $e - \ln p'$ 空间中的临界状态线斜率和回弹线斜率。

Chen 等^[27]将剪切过程中胶结退化速率与塑性损

伤应变建立指数函数关系, 表征胶结退化速率随塑性损伤应变的累计逐渐增加。对 MICP 加固砂土的试验结果表明, 胶结作用退化速率与围压也有关。胶结退化速率 ξ 需要综合考虑塑性应变与围压的影响, 采用如下表达式:

$$\xi = \xi_0 \exp(\alpha p_{ic} + \beta \varepsilon_d^p) \quad (7)$$

式中, ξ_0 为初始胶结退化速率, α 和 β 为材料参数, p_{ic} 为固结围压。

加载方向的单位向量 $\mathbf{n} = [n_p, n_q]^T$ 的两个分量为

$$n_p = (\partial F / \partial p') / L_F, \quad n_q = (\partial F / \partial q) / L_F \quad (8)$$

式中, L_F 为加载方向向量的模:

$$L_F = \sqrt{(\partial F / \partial p')^2 + (\partial F / \partial q)^2} \quad (9)$$

$\partial F / \partial p'$ 和 $\partial F / \partial q$ 分别为屈服面方程对 p' 和 q 的偏导:

$$\frac{\partial F}{\partial p'} = -\frac{2M_{cs}^2(1+\chi)(p' + p_t)q^2}{[M_{cs}^2(p' + p_t)^2 - \chi q^2]^2} + \frac{p_0 + p_t}{p' + p_t} \quad (10)$$

$$\frac{\partial F}{\partial q} = \frac{2M_{cs}^2(1+\chi)(p' + p_t)^2 q}{[M_{cs}^2(p' + p_t)^2 - \chi q^2]^2} \quad (11)$$

2.2 塑性势函数与流动法则

砂土等散粒状土体的力学行为与土体所处的状态有关^[28], 胶结砂土的本构模型研究中同样也可以引入状态参数^[29-31]。Been 等^[32]所提出的状态参数应用较为广泛, 其可以表示为当前孔隙比 e 与相同平均有效应力下对应的临界状态空隙比 e_{cs} 之间的差值:

$$\psi = e - e_{cs} \quad (12)$$

式中, 临界状态线 CSL 上的孔隙比 e_{cs} 可表示为

$$e_{cs} = e_{cs0} - \lambda \ln p' \quad (13)$$

式中, e_{cs0} 为 $p' = 1 \text{ kPa}$ 时的临界状态孔隙比。

采用非关联流动法则, 塑性势函数为

$$g = \frac{(1+\chi)q^2}{M_d^2 (p' + p_t)^2 - \chi q^2} - \frac{p_0 + p_t}{p' + p_t} + 1 = 0 \quad (14)$$

式中, M_d 为剪胀应力比, 其与状态参数有关, 采用 Li 等^[33]提出的指数函数表达式:

$$M_d = M_{cs} \exp(k_d \psi) \quad (15)$$

式中, k_d 为剪胀相关的材料常数。

塑性流动方向单位向量 $\mathbf{m} = [m_p, m_q]^T$ 的两个分量可分别表示为

$$m_p = (\partial g / \partial p') / L_g, \quad m_q = (\partial g / \partial q) / L_g \quad (16)$$

式中, L_g 为加载方向向量的模:

$$L_g = \sqrt{(\partial g / \partial p')^2 + (\partial g / \partial q)^2} \quad (17)$$

$\partial g / \partial p'$ 和 $\partial g / \partial q$ 分别为塑性势函数对 p' 和 q 的偏导:

$$\frac{\partial g}{\partial p'} = -\frac{2M_d^2(1+\chi)(p'+p_t)q^2}{[M_d^2(p'+p_t)^2 - \chi q^2]^2} + \frac{p_0+p_t}{p'+p_t}, \quad (18)$$

$$\frac{\partial g}{\partial q} = \frac{2M_d^2(1+\chi)(p'+p_t)^2 q}{[M_d^2(p'+p_t)^2 - \chi q^2]^2} \quad (19)$$

2.3 弹塑性增量关系

弹性体积应变分量和剪应变分量为

$$d\varepsilon_v^e = dp' / K, \quad d\varepsilon_q^e = dq / (3G) \quad (20)$$

式中, K 为体积模量, G 为剪切模量。表达式分别如下:

$$K = (1+e_0)p / \kappa, \quad G = 1.5K(1-2\nu) / (1+\nu), \quad (21)$$

式中, e_0 为固结完成时的初始孔隙比, ν 为泊松比。

塑性体积应变分量和剪应变分量为

$$d\varepsilon_v^p = \langle (n_p dp' + n_q dq) / H \rangle m_p \quad (22)$$

$$d\varepsilon_q^p = \langle (n_p dp' + n_q dq) / H \rangle m_q \quad (23)$$

式中, H 为塑性模量, $\langle \rangle$ 为 Macaulay 括号: 当 $a \leq 0$ 时, $\langle a \rangle = 0$; 当 $a > 0$ 时, $\langle a \rangle = a$ 。

2.4 塑性模量

塑性模量一般可以通过屈服面方程的一致性条件求得, 但是为了描述土体塑性变形的状态相关性, 需要将状态参数引入塑性模量中。本文塑性模量采用如下形式:

$$H = h_0 GM_{cs} (M_b - \eta^*) / (M_b \eta^*) \quad (24)$$

式中, h_0 为塑性模量参数, M_b 为峰值应力比, η^* 为修正应力比。

峰值应力比 M_b 表达式为^[33]

$$M_b = M_{cs} \exp(-k_b \psi) \quad (25)$$

式中, k_b 为峰值应力比相关的材料常数。

修正应力比 η^* 可以表示为

$$\eta^* = q / (p' + p_t) \quad (26)$$

3 模型预测

3.1 模型参数分析

引入状态参数的 MICP 胶结砂土边界面本构模型共有 13 个参数, 其中 κ 和 μ 为弹性相关的参数, λ , χ , M_{cs} 和 e_{cs0} 为临界状态参数, p_{t0} , ξ_0 , α 和 β 为胶结作用及胶结退化有关的参数, k_d 为剪胀相关的参数, k_b 为峰值状态参数, h_0 为塑性模量参数。

参数 λ , κ , μ , M_{cs} 为修正剑桥模型中的参数, 可通过三轴试验和等向压缩试验获得。 e_{cs0} 可以通过不同围压三轴试验的临界状态孔隙比在 $e - \ln p'$ 空间中拟合得到^[27]。参数 χ 通过 Yao 等^[25]介绍的方法确

定, 但是由于缺乏 MICP 加固砂土正常固结线 NCL 的试验数据, 该参数通过拟合试验数据的应力 - 应变关系得到。 p_{t0} 的确定方法前文已经叙述。 ξ_0 , α 和 β 可以通过拟合三轴排水剪切试验的应力 - 应变关系得到。 k_d 和 k_b 的确定方法可以参考 Li 等^[33]、Xiao 等^[34]和孙增春等^[35]。塑性模量参数 h_0 可以通过拟合三轴剪切试验的应力 - 应变曲线得到^[34]。采用表 1 中的基准分析参数, 分析临界状态参数 χ , 胶结作用退化速率参数 ξ_0 , α 和 β 对应力 - 应变关系, 剪胀规律和胶结作用演化的影响。

表 1 模型分析参数

Table 1 Model analysis parameters				
初始状态	弹性参数	临界状态参数	胶结作用参数	其他参数
$e_0 = 0.8$	$\mu = 0.25$ $\kappa = 0.005$	$\lambda = 0.08$	$p_{t0} = 80 \text{ kPa}$	$k_d = 1.5$
$p_{ic} = 100 \text{ kPa}$		$M_{cs} = 1.5$	$\xi_0 = 0.2$	$k_b = 1.0$
		$e_{cs0} = 1.2$	$\alpha = 0.01$	$h_0 = 2.0$
		$\chi = 0.1$	$\beta = 1.0$	

图 5 为参数 χ , ξ_0 , α , β 的变化对应力 - 应变关系、体变规律和胶结退化的影响。从图 5 (a) 可知, 参数 χ 对体积应变的变化影响明显, 随着 χ 的增大, 体变由剪缩过渡到剪胀。同时, 随着 χ 的增大, 胶结退化速率增加, 应变软化更加明显, 但是峰值偏应力不变, 说明 χ 的变化主要影响峰值强度后的胶结破坏速率, 且 χ 增大会使到达峰值强度的应变减小。可以看出, 参数 ξ_0 和 α 对模拟结果的影响相似, 即随着参数取值增加, 胶结退化加快, 且峰值强度降低, 应变软化和剪胀更加明显, 说明上述两个参数影响不仅影响峰值强度后的胶结破坏速率, 同时影响峰值强度前的胶结破坏速率, 即随着参数取值增大, 在达到峰值强度前已有大量胶结作用破坏, 使被加固土体整体强度降低。从图 5 (d) 可以看出, 随着参数 β 的增大, 胶结作用破坏速率增加, 同时应变软化和剪胀更加明显, 但是峰值强度和剪缩部分的体变几乎不受影响。从式 (5) 可以看出, 参数 β 主要控制塑性损伤应变对胶结作用退化速率的影响, 随着塑性应变的累计, 参数 β 对退化速率的影响增大。

3.2 模型描述与试验对比

为了验证模型的适用性, 选取 MICP 加固 Ottawa 20/30 砂、石英砂和钙质砂的三轴排水试验结果与模型计算结果进行对比分析。其中, Lin 等^[22]分别对未加固和 MICP 加固的 Ottawa 20/30 砂开展了三轴排水剪切试验, 试样的初始孔隙比为 0.65, 初始有效固结围压分别为 25, 50, 100 kPa。Xiao 等^[23]分别对未加

固和 3 种 MICP 加固程度 ($B_{ca}=1.8\%$, $B_{ca}=3.5\%$ 和 $B_{ca}=5.1\%$) 的石英砂开展了 4 种有效固结围压 (20, 50, 100, 200 kPa) 三轴排水剪切试验, 试样的初始孔隙比为 0.65。Cui 等^[24]对不同 MICP 加固程度的钙质砂进行三轴排水剪切试验, 固结围压分别为 100, 200, 300 kPa, 试样的初始孔隙比为 0.92。模型参数均通过试验数据进行校准, 不同材料的模型计算参数取值见表 2。

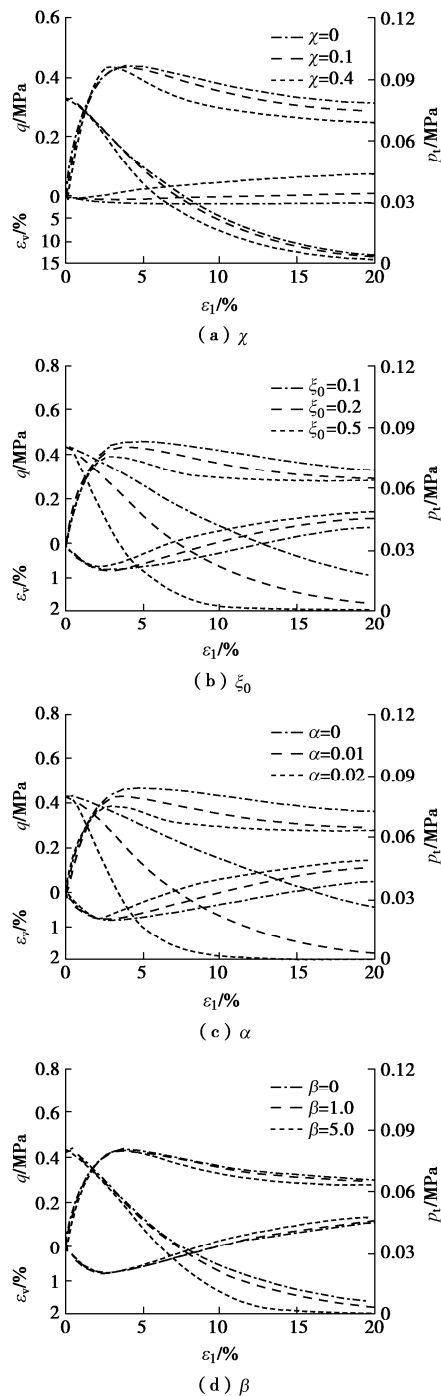


图 5 参数对模型预测的影响
Fig. 5 Influences of parameters on model performance

表 2 模型计算参数 Table 2 Model parameters					
参数	Ottawa 20/30 砂	MICP 加固 Ottawa 20/30 砂	MICP 加固 石英砂 $B_{ca}=1.8\%$	MICP 加固 石英砂 $B_{ca}=3.5\%$	MICP 加固 钙质砂
μ	0.32	0.30	0.30	0.30	0.25
λ	0.009	0.001	0.049	0.051	0.047
κ	0.001	0.015	0.005	0.005	0.002
M_{cs}	1.29	1.43	1.23	1.42	1.43
e_{cs0}	0.714	0.736	1.024	1.054	1.349
χ	0.02	0.1	0.1	0.1	0.1
k_d	2.5	1.5	1.5	1.2	1.5
k_b	1.0	1.5	2.0	0.8	0.1
h_0	0.8	5.0	1.5	2.5	3.5
p_{t0}/kPa	—	92.5	32.21	36.29	434.5
ξ_0	—	0.28	0.21	0.15	0.27
α	—	0.013	-0.016	0.01	-0.005
β	—	5.0	1.0	2.0	5.0

图 6 为 Ottawa 20/30 砂和 MICP 加固 Ottawa 20/30 砂^[22]在不同围压下的试验结果与本构模型模拟结果对比。可以看出, 模型可以较好地模拟 Ottawa 20/30 砂在各围压下的应力 - 应变发展规律和剪胀现象。对于 MICP 加固 Ottawa 20/30 砂, 本文建立的本构模型计算得到各围压下的应力 - 应变曲线的峰值应力点对应的轴向应变大于试验结果, 模拟的剪胀整体大于试验结果。但是, 本文模型可以较好地模拟出 MICP 加固 Ottawa 20/30 砂在达到峰值强度后, 由于塑性应变的累计, 碳酸钙对土体的胶结大量破坏而出现强度陡降的脆性破坏。

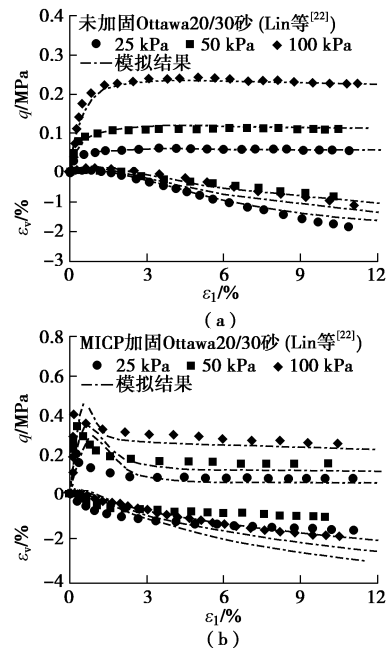


图 6 Ottawa 20/30 砂和 MICP 加固 Ottawa 20/30 砂三轴排水试验结果与模型预测对比
Fig. 6 Comparison between test results and model predictions on Ottawa 20/30 sand and MICP-treated Ottawa 20/30 sand under drained triaxial compression

图7为两种加固程度 ($B_{ca}=1.8\%$, $B_{ca}=3.5\%$) 的 MICP 加固石英砂^[23]在不同初始有效围压下的试验结果与数值模拟结果对比,从图中可以看出模型能够较好地反映 MICP 加固石英砂的软化特性和体积变化规律。图8给出了本文模型计算结果与 Cui 等^[24]对 MICP 加固钙质砂 ($CCC=25.5\%$) 的三轴排水剪切试验结果的对比,可以看出本文所建立的本构模型可以较好地模拟出 MICP 加固钙质砂的应变软化特性,且其胶结退化速率随围压改变而不同,具体为低围压时胶结退化速率较快,软化更加明显;高围压时胶结退化速率较慢。同时,上述结果也验证了本文将胶结退化速率与围压建立关系的正确性。对 MICP 加固钙质砂体变的变化规律的模拟结果较差,表现为低围压时剪胀较小,且剪胀增长速率较慢,高围压时剪胀过大。

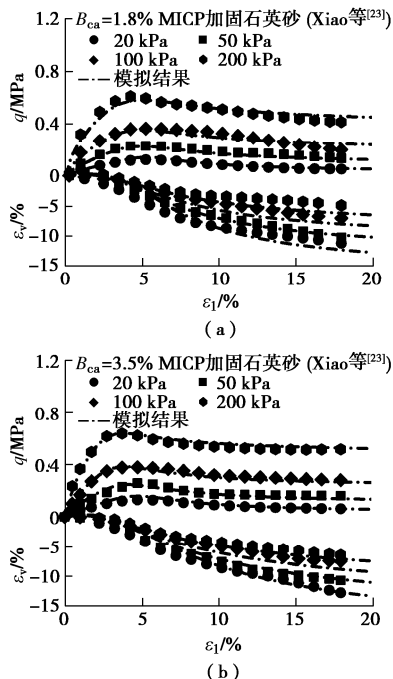


图7 $B_{ca}=1.8\%$ 和 $B_{ca}=3.5\%$ MICP 加固石英砂三轴排水试验结果与模型预测对比

Fig. 7 Comparison between test results and model predictions on MICP-treated silica sand for $B_{ca}=1.8\%$ and $B_{ca}=3.5\%$ under drained triaxial compression

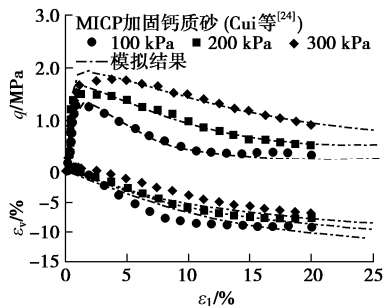


图8 $CCC=25.5\%$ MICP 加固钙质砂三轴排水试验结果与模型预测对比

Fig. 8 Comparison between test results and model predictions on MICP-treated calcareous sand for $CCC=25.5\%$ under drained triaxial compression

4 结 论

本文针对 MICP 加固砂土的强度和变形特征,在分析加固和破坏机理的基础上,基于临界状态土力学理论框架,将胶结退化速率与围压和塑性应变建立关系,采用非关联流动法则,引入状态参数和剪胀应力比及峰值应力比,建立了 MICP 加固砂土状态相关的弹塑性本构模型。将模型计算结果分别与 MICP 加固 Ottawa 20/30 砂、MICP 加固石英砂和 MICP 加固钙质砂的三轴试验结果进行对比,得到以下结论:

(1) 通过对 MICP 加固砂土的破坏包络线进行分析,发现石英砂和钙质砂经 MICP 加固后土体黏聚力都有所增加,但是 MICP 加固石英砂的峰值摩擦角增加, MICP 加固钙质砂的峰值摩擦角减小。主要是两种砂土颗粒本身的形状、表面粗糙度及钙质砂存在的内孔隙使碳酸钙沉积方式及对力学性能的贡献存在差异导致。

(2) 对 MICP 加固石英砂和 MICP 加固钙质砂的临界状态线进行分析,发现临界状态线在 $e - \ln p'$ 空间中随加固程度增加而向上移动,可能是由于被加固土体中的胶结作用未完全破坏或碳酸钙附着在砂颗粒表面的影响。在 $p' - q$ 空间中随加固程度增加 MICP 加固石英砂的临界状态线的斜率逐渐增大,但是 MICP 加固钙质砂的斜率增加不明显,主要是由于钙质砂的颗粒表面存在内孔隙。

(3) 通过对不同 MICP 加固程度的 3 种砂土的三轴排水剪切试验的模拟,表明本文建立的本构模型能够较好地模拟 MICP 加固砂土随胶结退化出现的应变软化行为及体积变化规律。

参考文献:

- [1] 何 稼, 楚 剑, 刘汉龙, 等. 微生物岩土技术的研究进展[J]. 岩土工程学报, 2016, 38(4): 643 - 653. (HE Jia, CHU Jian, LIU Han-long, et al. Research advances in biogeotechnologies[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, 38(4): 643 - 653. (in Chinese))
- [2] 刘汉龙, 肖 鹏, 肖 杨, 等. 微生物岩土技术及其应用研究新进展[J]. 土木与环境工程学报, 2019, 41(1): 1 - 14. (LIU Han-long, XIAO Peng, XIAO Yang, et al. State-of-the-art review of biogeotechnology and its engineering applications[J]. Journal of Civil and Environmental Engineering, 2019, 41(1): 1 - 14. (in Chinese))
- [3] 程晓辉, 麻 强, 杨 钻, 等. 微生物灌浆加固液化砂土地基的动力反应研究[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(8): 1486 - 1495. (CHENG Xiao-hui, MA Qiang, YANG Zuan, et

- al. Dynamic response of liquefiable sand foundation improved by bio-grouting[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(8): 1486 - 1495. (in Chinese))
- [4] 张鑫磊, 陈育民, 张 喆, 等. 微生物灌浆加固可液化钙质砂地基的振动台试验研究[J]. 岩土工程学报, 2020, **42**(6): 1023 - 1031. (ZHANG Xin-lei, CHEN Yu-min, ZHANG Zhe, et al. Performance evaluation of liquefaction resistance of a MICP-treated calcareous sandy foundation using shake table tests[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, **42**(6): 1023 - 1031. (in Chinese))
- [5] 马瑞男, 郭红仙, 程晓辉, 等. 微生物拌和加固钙质砂渗透特性试验研究[J]. 岩土力学, 2018, **39**(增刊 2): 217 - 223. (MA Rui-nan, GUO Hong-xian, CHENG Xiao-hui, et al. A Permeability experiment study of calcareous sand treated by microbially induced carbonate precipitation using mixing methods[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, **39**(S2): 217 - 223. (in Chinese))
- [6] 李 贤, 汪时机, 何丙辉, 等. 土体适用 MICP 技术的渗透特性条件研究[J]. 岩土力学, 2019, **40**(8): 2956 - 2964, 2974. (LI Xian, WANG Shi-ji, HE Bing-hui, et al. Permeability condition of soil suitable for MICP method[J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, **40**(8): 2956 - 2964, 2974. (in Chinese))
- [7] 黄 明, 张瑾璇, 靳贵晓, 等. 残积土 MICP 灌浆结石体冻融损伤的核磁共振特性试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2018, **37**(12): 2846 - 2855. (HUANG Ming, ZHANG Jin-xuan, JIN Gui-xiao, et al. Magnetic resonance image experiments on the damage feature of microbial induced calcite precipitated residual soil during freezing-thawing cycles[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2018, **37**(12): 2846 - 2855. (in Chinese))
- [8] 刘士雨, 俞 缙, 韩 亮, 等. 三合土表面微生物诱导碳酸钙沉淀耐水性试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2019, **38**(8): 1718 - 1728. (LIU Shi-yu, YU Jin, HAN Liang, et al. Experimental study on water resistance of tabia surface with microbially induced carbonate precipitation[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2019, **38**(8): 1718 - 1728. (in Chinese))
- [9] 欧孝夺, 莫 鹏, 江 杰, 等. 生石灰与微生物共同固化过湿性铝尾黏土试验研究[J]. 岩土工程学报, 2020, **42**(4): 624 - 631. (OU Xiao-duo, MO Peng, JIANG Jie, et al. Experimental study on solidification of bauxite tailing clay with quicklime and microorganism[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, **42**(4): 624 - 631. (in Chinese))
- [10] 桂 跃, 吴承坤, 刘颖伸, 等. 利用微生物技术改良泥炭土工程性质试验研究[J]. 岩土工程学报, 2020, **42**(2): 269 - 278. (GUI Yue, WU Chng-kun, LIU Ying-shen, et al. Improving engineering properties of peaty soil by biogeotechnology[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, **42**(2): 269 - 278. (in Chinese))
- [11] 彭 劼, 温智力, 刘志明, 等. 微生物诱导碳酸钙沉积加固有机质黏土的试验研究[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(4): 733 - 740. (PENG Jie, WEN Zhi-li, LIU Zhi-ming, et al. Experimental research on MICP-treated organic clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(4): 733 - 740. (in Chinese))
- [12] 李 驰, 王 硕, 王燕星, 等. 沙漠微生物矿化覆膜及其稳定性的现场试验研究[J]. 岩土力学, 2019, **40**(4): 1291 - 1298. (LI Chi, WANG Shuo, WANG Yan-xing, et al. Field experimental study on stability of bio-mineralization crust in the desert[J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, **40**(4): 1291 - 1298. (in Chinese))
- [13] 支永艳, 邓华锋, 肖 瑶, 等. 微生物灌浆加固裂隙岩体的渗流特性分析[J]. 岩土力学, 2019, **40**(增刊 1): 237 - 244. (ZHI Yong-hua, DENG Hua-feng, XIAO Yao, et al. Analysis of seepage characteristics of fractured rock mass reinforced by microbial grouting[J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, **40**(S1): 237 - 244. (in Chinese))
- [14] FENG K, MONTTOYA B M. Influence of confinement and cementation level on the behavior of microbial-induced calcite precipitated sands under monotonic drained loading[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2016, **142**(1): 04015057.
- [15] LIU L, LIU H, STUEDLEIN A W, et al. Strength, stiffness, and microstructure characteristics of biocemented calcareous sand[J]. Can Geotech J, 2019, **56**(10): 1502 - 1513.
- [16] MONTTOYA B M, DEJONG J T. Stress-strain behavior of sands cemented by microbially induced calcite precipitation[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2015, **141**(6): 04015019.
- [17] CUI M J, ZHENG J J, ZHANG R J, et al. Influence of cementation level on the strength behaviour of bio-cemented sand[J]. Acta Geotechnica, 2017, **12**(5): 971 - 986.
- [18] 方祥位, 李晶鑫, 李 捷, 等. 珊瑚砂微生物固化体三轴压缩试验及损伤本构模型研究[J]. 岩土力学, 2018, **39**(增刊 1): 1 - 8. (FANG Xiang-wei, LI Jing-xin, LI Jie, et al.

- Study of triaxial compression test and damage constitutive model of biocemented coral sand columns [J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2018, **39**(S1): 1 – 8. (in Chinese))
- [19] GAI X R, SANCHEZ M. An elastoplastic mechanical constitutive model for microbially mediated cemented soils[J]. *Acta Geotechnica*, 2019, **14**(3): 709 – 726.
- [20] XIAO P, LIU H, STUEDLEIN A W, et al. Effect of relative density and bio-cementation on the cyclic response of calcareous sand[J]. *Can Geotech J*, 2019, **56**(12): 1849 – 1862.
- [21] O'DONNELL T S, KAVAZANJIAN J E. Stiffness and dilatancy improvements in uncemented sands treated through micp[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2015, **141**(11): 02815004.
- [22] LIN H, SULEIMAN M T, BROWN D G, et al. Mechanical behavior of sands treated by microbially induced carbonate precipitation[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2016, **142**(2): 13.
- [23] XIAO Y, WANG Y, DESAI C S, et al. Strength and deformation responses of biocemented sands using a temperature-controlled method[J]. *International Journal of Geomechanics*, 2019, **19**(11): 04019120.
- [24] CUI M J, ZHENG J J, CHU J, et al. Bio-mediated calcium carbonate precipitation and its effect on the shear behaviour of calcareous sand[J]. *Acta Geotechnica*, 2021, **16**(5): 1377 – 1389.
- [25] YAO Y P, LIU L, LUO T, et al. Unified hardening (UH) model for clays and sands[J]. *Computers and Geotechnics*, 2019, **110**: 326 – 343.
- [26] BAUDET B, STALLEBRASS S. A constitutive model for structured clays[J]. *Géotechnique*, 2004, **54**(4): 269 – 278.
- [27] CHEN Q S, INDRARATNA B, CARTER J, et al. A theoretical and experimental study on the behaviour of lignosulfonate-treated sandy silt[J]. *Computers and Geotechnics*, 2014, **61**: 316 – 327.
- [28] LI X S, DAFALIAS Y, WANG Z L. State-dependant dilatancy in critical-state constitutive modelling of sand[J]. *Can Geotech J*, 1999, **36**(4): 599 – 611.
- [29] SHEN J, CHIU C F, NG C W W, et al. A state-dependent critical state model for methane hydrate-bearing sand[J]. *Computers and Geotechnics*, 2016, **75**: 1 – 11.
- [30] LIU J, WANG S, JIANG M J, et al. A state-dependent hypoplastic model for methane hydrate-bearing sands[J]. *Acta Geotechnica*, 2021, **16**(1): 77 – 91.
- [31] NG C W W, BAGHBANREZVAN S, KADLICEK T, et al. A state-dependent constitutive model for methane hydrate-bearing sediments inside the stability region[J]. *Géotechnique*, 2020, **70**(12): 1094 – 1108.
- [32] BEEN K, JEFFERIES M G. A state parameter for sands[J]. *Géotechnique*, 1985, **35**(2): 99 – 112.
- [33] LI X S, DAFALIAS Y F. Dilatancy for cohesionless soils[J]. *Géotechnique*, 2000, **50**(4): 449 – 460.
- [34] XIAO Y, LIU H, CHEN Y, et al. Bounding surface model for rockfill materials dependent on density and pressure under triaxial stress conditions[J]. *Journal of Engineering Mechanics*, 2014, **140**(4): 04014002.
- [35] 孙增春, 汪成贵, 刘汉龙, 等. 粗粒土边界面塑性模型及其积分算法[J]. *岩土力学*, 2020, **41**(12): 3957 – 3967. (SUN Zeng-chun, WANG Cheng-gui, LIU Han-long, et al. Bounding surface plasticity model for granular soil and its integration algorithm[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2020, **41**(12): 3957 – 3967. (in Chinese))