

DOI: 10.11779/CJGE20220294

理想膨胀性非饱和土 UH 模型

姚仰平, 田易川, 崔文杰*

(北京航空航天大学交通科学与工程学院, 北京 100191)

摘要: 膨胀性非饱和土具有吸水膨胀和浸水强度降低的特点, 容易引发地基不均匀沉降导致建筑物开裂破坏。构建了与土体干密度和超固结度相关的膨胀式, 并将其融入已有的非饱和土 UH 模型, 从而能够合理地描述理想膨胀土湿化过程中体积膨胀与强度降低的特性。与已有模型相比, 提出的模型所需参数少, 可以更合理地考虑超固结度和初始干密度对膨胀土应力应变关系的影响, 同时可以体现膨胀土在超固结状态下的应力软化特性和剪胀特性。该模型在不考虑土体膨胀式时可以退化成已有的非饱和土 UH 模型。通过与已有膨胀性非饱和土的试验结果对比分析, 验证了模型在定量描述膨胀性超固结非饱和土应力应变特性上的合理性。

关键词: 膨胀性非饱和土; 超固结土; 弹塑性本构模型; 湿化

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2023)06-1103-10

作者简介: 姚仰平(1960—), 男, 陕西西安人, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事土的基本特性和本构理论的研究。

E-mail: ypyao@buaa.edu.cn。

UH model for ideal expansive unsaturated soils

YAO Yangping, TIAN Yichuan, CUI Wenjie

(School of Transportation Science and Engineering, Beihang University, Beijing 100191, China)

Abstract: The expansive unsaturated soils are characterised by the behaviour of volume increase and strength reduction during wetting, which may cause nonuniform foundation settlement and further result in cracking of overlaying buildings. A factor accounting for the plastic volumetric expansion is developed, which is associated with the dry density and overconsolidation ratio. This factor is subsequently introduced to the framework of the existing unified hardening (UH) model for the overconsolidated unsaturated soils to properly describe the characteristics of volume expansion and strength reduction during wetting. Compared with other existing models, the model requires fewer parameters, and can adequately account for the influences of the overconsolidation ratio and initial dry density on the stress-strain relationship of the expansive unsaturated soils. Meanwhile, the proposed model can describe the strain-softening behaviour of the expansive soils in the overconsolidated state. This model can be reduced to the existing UH model for the overconsolidated unsaturated soils when the factor accounting for the plastic volumetric expansion becomes zero. The capability of the proposed model in quantitatively describing the stress-strain characteristics of the expansive overconsolidated unsaturated soils is verified by comparing with the existing experimental results.

Key words: unsaturated expansive soil; overconsolidated soil; elasto-plastic model; wetting

0 引言

膨胀性非饱和土是一种具有特殊结构的非饱和土, 通常表现出吸水膨胀、失水收缩和浸水强度降低等特性, 工程中容易使建筑物产生不均匀沉降, 甚至会导致结构开裂和破坏。因此, 对膨胀性非饱和土本构模型的研究具有重要工程意义, 能够为预测膨胀土的变形特性从而避免工程灾害的发生提供有效手段。

1990 年, Alonso 等^[1]在修正剑桥模型的基础上, 考虑了吸力的影响并引入了加载-湿陷屈服面 (LC 屈服面) 和吸力增加屈服面 (SI 屈服面), 进而提出了

巴塞罗那弹塑性本构模型 (BBM), 能够描述非饱和土屈服应力随吸力增加而变大、湿化变形等力学特性。在此之后, Wheeler 等^[2]、Sun 等^[3-4]、缪林昌^[5]、赵成刚等^[6]、姚仰平等^[7-8]、Luo 等^[9]也提出了多种形式的非饱和土本构模型, 这些模型虽然可以描述包括湿陷变形在内的非饱和土的基本力学特性, 但不能体现膨

基金项目: 国家重点研发计划资助项目 (2018YFE0207100); 国家自然科学基金项目 (51979001)

收稿日期: 2022-03-18

*通信作者 (E-mail: wcui21@buaa.edu.cn)

胀性非饱和土吸水膨胀的力学特性。

为更好地描述膨胀性非饱和土的力学特性, Gens 等^[10]于 1992 年建立了膨胀性非饱和土弹塑性本构模型的理论框架模型 (G-A 模型)。在此基础上, Alonso 等^[11]进一步建立了巴塞罗那膨胀性非饱和土弹塑性本构模型 (BExM)。该模型认为膨胀土的膨胀性是由于其具有双重结构, 即微观结构与宏观结构, 当非饱和膨胀土湿化时, 微观结构会发生膨胀, 从而导致宏观结构发生塑性膨胀, 最终表现出土体的整体膨胀。在此之后, 许多学者在这一模型的理论基础上进行了改进和扩展, Sánchez 等^[12]在 G-A 模型的基础上建立了考虑微观-宏观双重结构影响的广义塑性模型, 并将其成功运用于有限元数值分析中; Mašín^[13]分别建立了能够描述微观结构和宏观结构的计算公式, 通过引入双重结构的耦合方程建立了考虑水力耦合的非饱和膨胀土模型; 卢再华等^[14]在改进的 G-A 模型中引入剪切屈服面 (S_y), 建立了非饱和原状膨胀土的弹塑性损伤本构模型; 陈正汉等^[15-16]进一步针对原状膨胀性土、重塑膨胀性土和重塑膨润土等不同类型的膨胀土进行了全方位的研究, 综合考虑了温度、持水特性等因素对膨胀土力学性质的影响, 建立了考虑热-水-力等多场耦合特性的膨胀土模型; 孙德安等^[17]考虑了饱和度对应力应变关系的影响及变形对土水特性的影响, 并引入了等孔隙比线, 建立了能够描述膨胀性非饱和土水力-力学耦合特性的弹塑性本构模型; 曹雪山^[18]针对膨胀土干湿循环特性进一步完善模型, 引入了微-宏观结构耦合参数, 提出了考虑双重结构耦合的弹塑性本构模型; 李舰等^[19-20], Li 等^[21]建立了适用于膨胀性非饱和土的界面模型, 并围绕其提出了有效的数值计算方法。

Yao 等^[22]以修正剑桥模型为基础, 提出了可以描述饱和超固结土力学特性的统一硬化(UH)本构模型, 之后进一步考虑了吸力的影响, 引入 LC 屈服面, 扩展了 UH 模型使其可以描述非饱和土的特性^[8]。本文在非饱和土 UH 模型基础上, 引入考虑超固结度和初始干密度影响的膨胀式, 使其可以反映膨胀土湿化膨胀过程中产生的塑性变形, 并进一步构建了考虑膨胀土膨胀性的非饱和土 UH 模型, 由于本模型仅考虑了膨胀土的非饱和、胀缩性和超固结性等特性, 没有考虑裂隙性^[23], 是对理想状态的膨胀土进行描述, 故称理想膨胀性非饱和土 UH 模型。

1 膨胀性非饱和土 UH 模型

1.1 吸力应力与屈服面方程

Alonso 等^[11]在 BBM 中认为非饱和土的应变由吸力和净应力共同控制, 并提出了 LC 屈服面和 SI 屈服

面的概念来描述非饱和土的变形特性。Luo 等^[9]在此基础上, 根据对试验现象的分析, 提出了新的吸力应力表达式,

$$p_s = a \left(1 - e^{-\frac{s}{a}} \right) \quad . \quad (1)$$

式中: p_s 为吸力应力, 表示吸力对土体黏聚力的贡献值^[16], 可以通过恒定吸力下非饱和土的三轴试验或直剪试验测得; a 为最大吸力应力, 可以通过两个或两个以上不同吸力下非饱和土的三轴试验或直剪试验求得^[3]; s 为吸力, 是负孔隙水压力和表面张力在土骨架上的综合作用应力。区别于 BBM, 这里吸力应力与吸力并非正比关系, 而是呈现非线性变化并存在一个最大值。

对于正常固结非饱和土, 根据 Sun 等^[3]、Yao 等^[8]和 Luo 等^[9]的研究, 假设其等向压缩线在 $e-\ln(p + p_s)$ 平面上呈直线, 如图 1 所示, 其等向压缩线公式可表示为

$$e = e(s) - \lambda \ln \frac{p + p_s}{p^c + p_s} \quad . \quad (2)$$

式中: p^c 为参考吸力应力, 假设当净平均应力为 p^c 时, 吸力变化仅引起弹性应变, λ 为正常固结饱和土在 $e-\ln p$ 平面上等向压缩线的斜率。当吸力恒定时, 平均净应力变化所引起的变形可写为

$$de_p^e = -\kappa \frac{dp}{p} \quad . \quad (3)$$

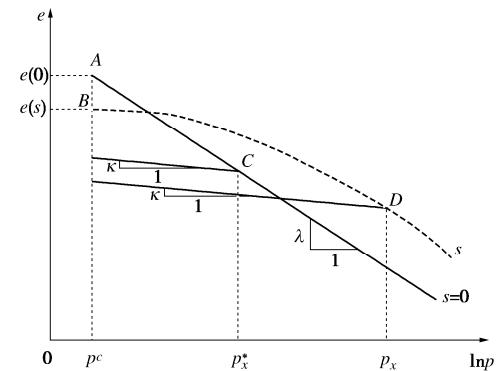


图 1 饱和土和非饱和土的等向压缩线

Fig. 1 Normal compression lines for saturated and unsaturated soils

对于吸力变化引起的变形, 假设历史最大吸力为 s_0 , 当吸力 s 小于历史最大吸力时, 吸力变化仅引起弹性变形, 当吸力 s 大于历史最大吸力 s_0 时, 吸力增加会引发塑性变形, 定量表述如下:

$$de = \begin{cases} -\kappa_s \frac{ds}{s + p_{at}} & (s \leq s_0) \\ -\lambda_s \frac{ds}{s + p_{at}} & (s > s_0) \end{cases} \quad . \quad (4)$$

式中: λ_s 为吸力超过历史最大吸力 s_0 之后非饱和土在 e - lns 平面内吸力加载线的斜率, κ_s 为非饱和土在 e - lns 平面内吸力回弹线的斜率, p_{at} 为标准大气压。

基于上述假设, 新的 LC 屈服面方程可以推导为

$$\left(\frac{p_x^*}{p^c}\right)^{\lambda-\kappa} = \left(\frac{p_x + p_s}{p^c + p_s}\right)^\lambda \left(\frac{p_x}{p^c}\right)^{-\kappa}。 \quad (5)$$

式中: p_x 为不同吸力下 p - q 平面屈服面与 p 轴的交点值, p_x^* 为饱和土 p - q 平面屈服面与 p 轴的交点值, 如图 2。

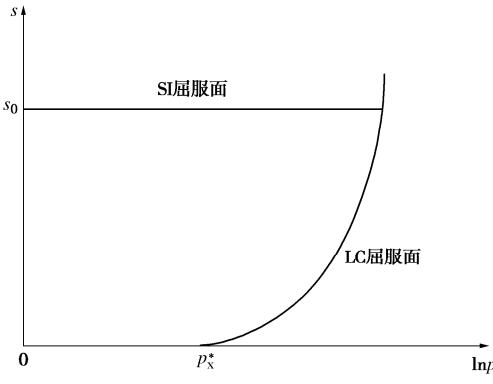


图 2 LC 屈服面和 SI 屈服面

Fig. 2 Yield curves of LC and SI

SI 屈服面采用 BBM 中与 p 轴平行的直线, 如图 2, 方程可写为

$$s = s_0。 \quad (6)$$

式中: s_0 为历史最大吸力。

p - q 平面采用椭圆屈服面,

$$f = \ln\hat{p} + \ln\left(1 + \frac{\hat{q}^2}{M^2\hat{p}^2}\right) - \ln(p_x + p_s) = 0。 \quad (7)$$

式中: $\hat{p} = p + p_s$, $\hat{q} = q$ 。本文提出的模型采用相关联流动法则, 假设塑性势面方程与屈服面方程相同。

1.2 硬化参数

本模型屈服面的硬化参数采用 H , 硬化规律可表示为

$$\frac{dp_x^*}{p_x^*} = \frac{1+e_0}{\lambda-\kappa} dH。 \quad (8)$$

Alonso 等^[11]在提出的 BExM 中认为膨胀土吸水膨胀与其微观结构有关, 在吸力变化时土体微观结构的改变会引起宏观结构的塑性变形。对于膨胀土, 湿化会使得微观结构膨胀, 进而引发宏观结构的塑性膨胀。膨胀土在湿化时塑性体应变由两部分组成, 一部分是净应力变化和吸力变化综合引发的塑性体应变 $d\varepsilon_{vp}^p$, 与非膨胀性非饱和土中的塑性体应变相同, 另一部分为微观结构变化引起的宏观结构塑性体应变 $d\varepsilon_{vs}^p$ 。卢再华等^[24]提出对膨胀性非饱和土湿化时的膨

胀量, 可采用其与土体湿化产生的弹性体变的关系来求解, 参照 Alonso 等^[11]和卢再华等^[24]对膨胀变形的求解思路, 本文假定微观结构的应变与吸力引起的弹性应变相同, 将宏观结构发生的塑性体应变 $d\varepsilon_{vs}^p$ 表示为微观结构体应变的函数:

$$d\varepsilon_{vs}^p = f_d d\varepsilon_{vs}^e。 \quad (9)$$

式中:

$$d\varepsilon_{vs}^e = \frac{\kappa_s \cdot ds}{[(1+e_0)(s+p_{at})]}； \quad (10)$$

f_d 为放大系数,

$$f_d = J^{\rho_w} (1-R)^2。 \quad (11)$$

式中: J 为反映膨胀土膨胀能力的参数; ρ_d 为土体初始干密度, 根据高登辉等^[25]的研究, 初始干密度对非饱和土的变形参数、强度参数和渗透参数等有重要影响, 此处通过引入初始干密度来考虑其对非饱和土膨胀量的影响, ρ_w 为水的密度, R 为超固结系数, 可通过孔隙状态参数 ξ 求出,

$$R = \exp\left(-\frac{\xi}{\lambda-\kappa}\right)。 \quad (12)$$

为考虑膨胀性的影响, 在屈服面中引入微观结构引起的塑性变形, 即将塑性应变增量表示为两部分:

$$d\varepsilon_v^p = d\varepsilon_{vp}^p + d\varepsilon_{vs}^p。 \quad (13)$$

屈服面采用统一硬化参量 H , 并认为统一硬化参量 H 只与净应力引起的塑性体应变有关, 具体增量表达式为

$$dH = \frac{M_f^4 - \hat{\eta}^4}{M^4 - \hat{\eta}^4} d\varepsilon_{vp}^p。 \quad (14)$$

式中: $\hat{\eta}$ 为应力比, $\hat{\eta} = \hat{q}/\hat{p}$; M_f 为潜在强度^[26],

$$M_f = 6 \left[\sqrt{\frac{12(3-M)}{M^2}} \exp\left(-\frac{\xi}{\lambda-\kappa}\right) + 1 + 1 \right]。 \quad (15)$$

式中: ξ 为孔隙状态参数, 反映土体当前孔隙比下的超固结程度,

$$\xi = e_{\hat{\eta}} - e。 \quad (16)$$

式中: $e_{\hat{\eta}}$ 为当前应力状态下土体正常固结时对应的孔隙比,

$$e_{\hat{\eta}} = e(s) - \lambda \ln \left[\frac{\hat{p}}{p^c + p_s} \left(1 + \frac{\hat{\eta}^2}{M^2} \right) \right] + \kappa \ln \left(1 + \frac{\hat{p}}{p} \frac{\hat{\eta}^2}{M^2} \right)。 \quad (17)$$

1.3 弹性应变增量

在净应力和吸力发生变化时, 土体会发生变形, 其中弹性应变可以表示为弹性体应变和弹性剪应变, 本模型中弹性体应变可以表示为

$$d\varepsilon_v^e = d\varepsilon_{vp}^e + d\varepsilon_{vs}^e。 \quad (18)$$

其包含两部分, 第一部分为净应力变化引起的弹性体应变,

$$d\varepsilon_{vp}^e = \frac{k}{1+e_0} \frac{dp}{p} = \frac{dp}{K} \quad . \quad (19)$$

式中:

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad ; \quad (20)$$

$$E = \frac{3(1-2\nu)(1+e_0)}{\kappa} \hat{p} \quad . \quad (21)$$

第二部分为吸力变化引起的弹性体应变, 方程表达式见式 (10)。

本模型认为吸力变化不会引起弹性剪应变, 故弹性剪应变仅由净应力中的剪应力引起, 可表示为

$$d\varepsilon_d^e = \frac{d\hat{q}}{3G} \quad . \quad (22)$$

式中:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad . \quad (23)$$

1.4 塑性应变增量

由屈服面公式可知, 净应力变化引起的应变增量可表示为

$$d\varepsilon_{vp}^p = A \frac{\partial f}{\partial \hat{p}} \quad , \quad (24)$$

$$d\varepsilon_d^p = A \frac{\partial f}{\partial \hat{q}} \quad . \quad (25)$$

式中: A 为塑性标量因子。

对当前屈服面函数和 LC 屈服面函数进行全微分, 联立求解后得到

$$A = A_0 \frac{\frac{\partial f}{\partial \hat{p}} d\hat{p} + \frac{\partial f}{\partial \hat{q}} d\hat{q} + f_s ds}{\frac{\partial f}{\partial \hat{p}}} \quad . \quad (26)$$

式中:

$$A_0 = \frac{c_p \hat{\Omega} \lambda p_x - \kappa(p_x + p_s) \left(\frac{p_x}{p^c} \right)^{-\lambda} \left(\frac{p_x + p_s}{p^c + p_s} \right)^{\lambda}}{\lambda - \kappa} \quad ; \quad (27)$$

$$f_s = \frac{-\lambda p_x + \kappa(p^c + p_s)}{(p^c + p_s)[\lambda p_x - \kappa(p_x + p_s)]} e^{-\frac{s}{a}} \quad ; \quad (28)$$

$$p_x^* = p^c \left(\frac{p_x + p_s}{p^c + p_s} \right)^{\frac{\lambda}{\lambda - \kappa}} \left(\frac{p_x}{p^c} \right)^{\frac{-\kappa}{\lambda - \kappa}} \quad ; \quad (29)$$

$$p_x = p + \frac{\hat{q}^2}{M^2 \hat{p}^2} \quad ; \quad (30)$$

$$\hat{\Omega} = \frac{M^4 - \hat{\eta}^4}{M_f^4 - \hat{\eta}^4} \quad . \quad (31)$$

综上可得:

$$d\varepsilon_{vp}^p = A \frac{\partial f}{\partial \hat{p}} = A_0 \left(\frac{\partial f}{\partial \hat{p}} d\hat{p} + \frac{\partial f}{\partial \hat{q}} d\hat{q} + f_s ds \right), \quad (32)$$

$$d\varepsilon_d^p = A \frac{\partial f}{\partial \hat{q}} = A_0 \frac{\frac{\partial f}{\partial \hat{p}} d\hat{p} + \frac{\partial f}{\partial \hat{q}} d\hat{q} + f_s ds}{\frac{\partial f}{\partial \hat{p}}} \frac{\partial f}{\partial \hat{q}} \quad . \quad (33)$$

对于膨胀性非饱和土, 除了上述体应变外, 还有微观结构变化引起的体应变, 当吸力减小时(即湿化), 相应塑性体应变表达式见式 (9)。

当吸力增加时, 考虑 LC 屈服面和 SI 屈服面的耦合, 将吸力增加引起的塑性体应变并入 $d\varepsilon_{vp}^p$ 考虑, 此时 $f_d = 0$, 即得到

$$f_d = \begin{cases} J^{\frac{\rho_d}{\rho_w}} \left(1 - \exp \left(-\frac{\xi}{\lambda - \kappa} \right) \right)^2 & (ds < 0) \\ 0 & (ds \geq 0) \end{cases} \quad (34)$$

1.5 弹塑性应力应变关系

膨胀土塑性体应变由 $d\varepsilon_{vp}^p$ 和 $d\varepsilon_{vs}^p$ 两部分组成, 弹性体应变由 $d\varepsilon_{vp}^e$ 和 $d\varepsilon_{vs}^e$ 两部分组成, 将应力应变关系表示为矩阵得到

$$\begin{Bmatrix} d\hat{p} + B_1 ds \\ d\hat{q} + B_2 ds \end{Bmatrix} = \begin{pmatrix} KA_1 & 3KG A_2 \\ 3KG A_2 & 3GA_3 \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} d\varepsilon_v \\ d\varepsilon_d \end{Bmatrix} \quad . \quad (35)$$

式中:

$$A_1 = \frac{12GA_0\hat{\eta}^2 + \hat{p}(M^4 - \hat{\eta}^4)}{T_0} \quad ; \quad (36)$$

$$A_2 = \frac{-2A_0\hat{\eta}(M^2 - \hat{\eta}^2)}{T_0} \quad ; \quad (37)$$

$$A_3 = \frac{A_0K(M^2 - \hat{\eta}^2)^2 + \hat{p}(M^4 - \hat{\eta}^4)}{T_0} \quad ; \quad (38)$$

$$B_1 = K \frac{12GA_0\hat{\eta}^2(T_1 - A_0f_s) + \hat{p}T_1(M^4 - \hat{\eta}^4)}{T_0} \quad ; \quad (39)$$

$$B_2 = 6GA_0\hat{\eta} \frac{K(M^2 - \hat{\eta}^2)(A_0f_s - T_1) + \hat{p}f_s(M^2 + \hat{\eta}^2)}{T_0} \quad ; \quad (40)$$

$$T_0 = A_0K(M^2 - \hat{\eta}^2)^2 + 12GA_0\hat{\eta}^2 + \hat{p}(M^4 - \hat{\eta}^4) \quad ; \quad (41)$$

$$T_1 = A_0f_s + (1+f_d) \frac{k_s}{(1+e_0)(s+p_{at})} - \frac{e^{-\frac{s}{a}}}{K} \quad . \quad (42)$$

2 模型特性分析

本节通过对几种湿化应力路径的模拟和分析, 来体现本文模型在描述膨胀性非饱和土湿化过程中体积膨胀和强度降低的特性。所取模型参数: $\lambda = 0.2$, $\kappa = 0.02$, $\lambda_s = 0.08$, $\nu = 0.3$, $M = 1.0$, $N = 1.96$, $\kappa_s = 0.01$, $p^c = 100$ kPa, $a = 150$ kPa, $p_{at} = 100$ kPa, 初始孔隙比

取 0.95。

本模型中膨胀性非饱和土膨胀性的体现主要与 3 个参数有关, 即反映土体膨胀能力的系数 J 、反映土体密实程度的初始干密度 ρ_d 以及反映土体超固结程度的系数 ξ , 其中系数 J 和初始干密度 ρ_d 的影响可以通过膨胀系数 $C = J \rho_w^{\frac{1}{2}}$ 综合反映, 系数 ξ 的影响可以通过前期固结压力体现, 相同应力路径和吸力状态下, 前期固结压力越大, ξ 越大, 即土的超固结程度越高。

2.1 等向回弹再湿化

为了分析膨胀系数对膨胀量的影响, 先在吸力不变的条件下将土样等向压缩后回弹, 然后湿化至饱和, 应力路径如图 3 中 $A-B(B')-C-D$ 所示, 其中 $A-B$ 为等向压缩, $B'-C$ 为回弹, $C-D$ 为湿化。

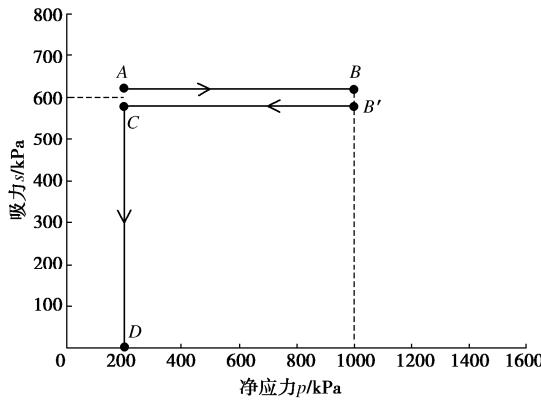


图 3 不同 C 值等向回弹湿化应力路径

Fig. 3 Stress paths of isotropic unloading-wetting with different values of C

分别取膨胀系数 C 为 0, 2, 5, 在吸力 $s=600$ kPa 不变的条件下, 将土样从初始状态(围压 $p=200$ kPa)等向压缩至围压 $p=1000$ kPa, 然后回弹至 $p=200$ kPa, 然后再湿化至饱和($s=0$ kPa), 由本文所提模型预测湿化过程中土样的体应变, 如图 4 所示。

可以看出, 随着土体中吸力降低, 土体会发生膨胀变形(负体应变代表膨胀变形), 随着膨胀系数 C 的提高, 膨胀量会随之增大; 同时在吸力较低的时候土体会发生湿陷, 这是因为在吸力接近 0 kPa 时, 土样应力状态接近屈服面, 吸力降低使得土体产生的塑性湿陷体应变增量 $d\varepsilon_{vp}^p$ 在数值上超过微观结构引起的塑性膨胀体应变增量 $d\varepsilon_{vs}^p$, 塑性湿陷变形在总变形中占据主导地位, 土体整体表现出体积减小。

为分析等向回弹再湿化路径下不同超固结度对膨胀量的影响, 取初始围压 $p=200$ kPa, 膨胀系数 $C=2$, 吸力 s 保持为 600 kPa, 将土样分别等向压缩至 500, 1000, 1500 kPa, 再回弹至 200 kPa, 应力路径如图 5 所示 $A-B_1(B_2, B_3)-C-D$ 为等向压缩过程, $B_1(B_2, B_3)$ 为回弹过程, D 为湿化过程。

$-C$ 为回弹过程, $C-D$ 为湿化过程。

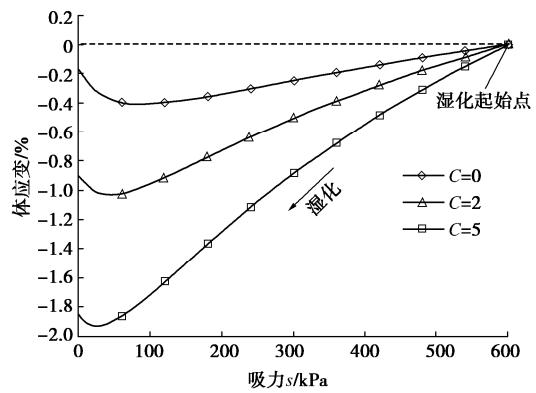


图 4 等向回弹湿化中不同 C 值下体应变

Fig. 4 Variation of volumetric strain under stress path of isotropic unloading-wetting with different values of C

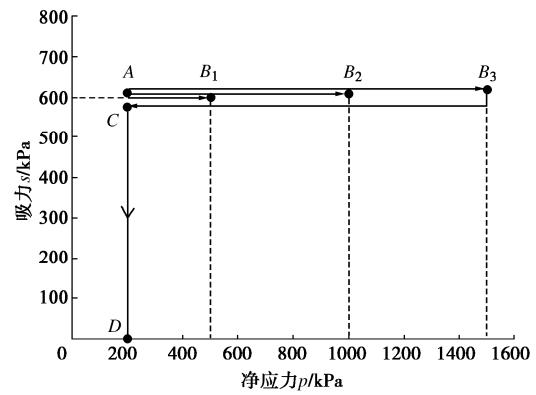


图 5 不同超固结度等向回弹湿化路径

Fig. 5 Stress paths of isotropic unloading-wetting with different overconsolidation ratios

3 个土样湿化时的超固结程度不同, 由本文所提模型预测体应变在湿化过程中的变化, 如图 6 所示。

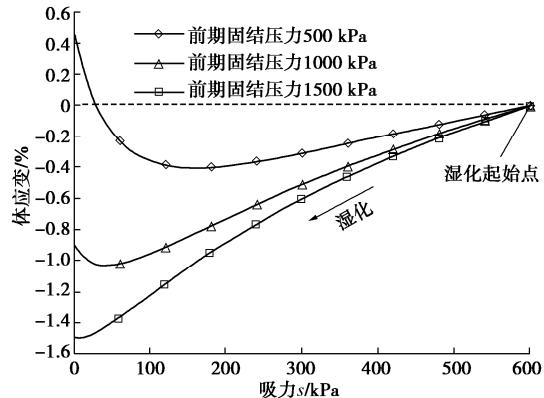


图 6 等向回弹湿化不同超固结度下体应变

Fig. 6 Variation of volumetric strain under stress path of isotropic unloading-wetting with different overconsolidation ratios

可以看出, 超固结程度越高, 膨胀量越大, 当超固结度过低时(例如前期固结压力 500 kPa), 甚至会发生土体整体湿陷的现象, 即湿化至饱和后土体体积

相比湿化前减小,体现超固结程度对膨胀性非饱和土膨胀量的重要影响。

2.2 回弹—等 p 剪切—湿化—加载

此路径中,吸力保持 600 kPa 不变,等向加载回弹后,进行等 p 剪切,剪切到一定程度时湿化,之后再剪切至破坏,分析剪切过程中体应变的变化。

首先预测不同膨胀系数 C 在三轴排水剪切过程中的影响,初始围压 p 取 200 kPa,膨胀系数 C 取 0, 2, 5, 等向压缩至 $p=1000$ kPa,然后再回弹至 200 kPa,之后进行等 p 剪切,剪切到广义剪应力 $q=200$ kPa 时进行湿化,湿化至饱和后再继续剪切,直到破坏,如图 7 所示为剪切过程中体应变的变化。

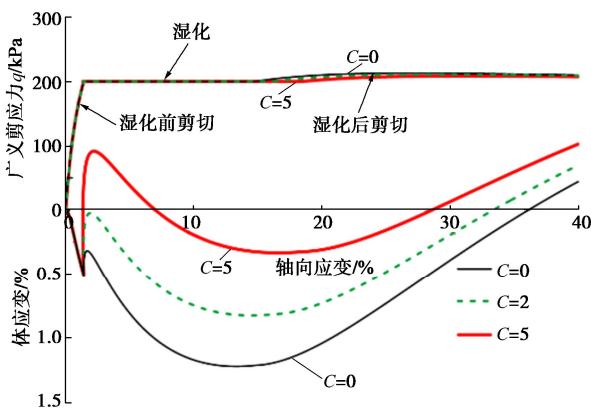


图 7 等 p 剪切中湿化不同 C 值下体应变

Fig. 7 Variation of volumetric strain under stress path of shearing-wetting-shearing with different values of C and constant mean effective stress

可以看出膨胀系数 C 的取值不影响湿化前土体的应力应变关系,但在湿化过程中膨胀系数大的土体表现出更大的膨胀变形,甚至会使土样体积大于初始体积,这一变形导致湿化后剪切过程中土样剪缩量降低,但在不断剪切过程中,不同参数的土样体积应变趋于一致。同时通过分析湿化过程剪应力的变化,发现随着膨胀系数 C 值的增大,湿化后的剪切强度会降低。

其次分析此路径下不同超固结度对膨胀特性的影响。设置初始围压为 200 kPa,膨胀系数 C 取 2, 分别将土样等向压缩至 500, 1000, 1500 kPa,然后等向回弹至 200 kPa,之后等 p 剪切,当 $q=200$ kPa 时湿化至饱和,再剪切至破坏,分析此剪切过程中体应变与轴向应变的关系,如图 8 所示。

可以看出不同超固结度下湿化时产生的体应变不同,当超固结度较大时,土体剪缩量会减小,使得土样提前进入剪胀阶段,同时增大剪切过程中产生的总膨胀量。

2.3 等体积湿化中的膨胀力

膨胀力是评价膨胀性非饱和土膨胀性的基本参

数,试验中可以通过三向胀缩仪测定^[27]。在土体各向同性条件下,模型中的膨胀力与 $d\varepsilon_v = 0$ 时的平均正应力相等。本节研究土体膨胀过程中膨胀力的变化特性。

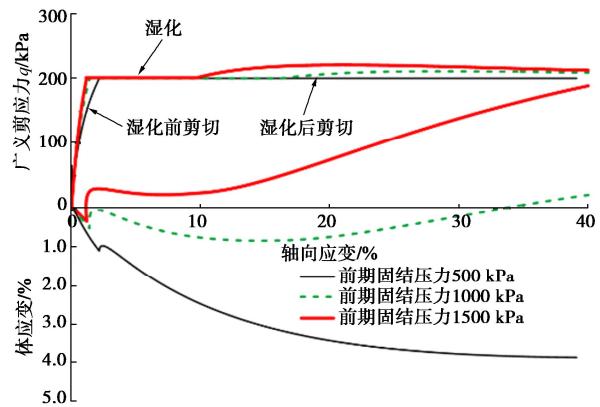


图 8 等 p 剪切中湿化不同超固结度下体应变

Fig. 8 Variation of volumetric strain under stress path of shearing-wetting-shearing with different overconsolidation ratios and constant mean effective stress

首先预测不同膨胀系数下土体膨胀力变化,初始吸力 600 kPa,初始围压 200 kPa,膨胀系数 C 分别取 0, 2, 5, 将土样等向压缩至 1000 kPa,后回弹至 200 kPa,改变围压维持体积不变,将土样湿化至饱和,预测湿化过程中膨胀力与吸力的关系,如图 9。

可以看出随着膨胀系数的提高,土体最大膨胀力也相应提高,同时在湿化至低吸力阶段时,土体膨胀力会降低,反映此阶段土体整体表现出湿陷趋势,相应的,膨胀系数 C 越大,低吸力阶段土体膨胀力降低越多,体现土体膨胀系数的增大会加剧产生土体塑性湿陷体应变增量 $d\varepsilon_{vp}^p$ 的趋势,使得土体整体表现出的体缩趋势更大,在本模拟中由于限制了土体变形,体缩趋势表现为膨胀力的减小。

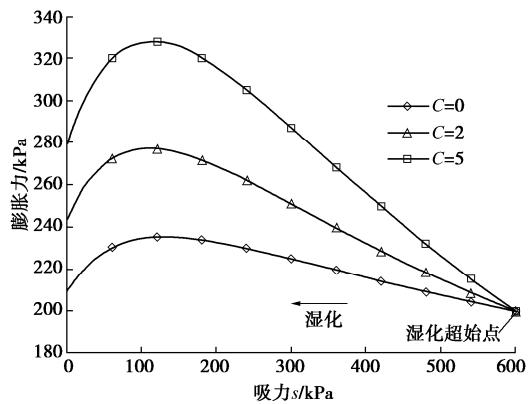


图 9 等体积湿化不同 C 值膨胀力变化

Fig. 9 Variation of swelling pressure during wetting under constant volume with different values of C

其次预测不同超固结程度下膨胀力的变化,初始吸力仍为 600 kPa,膨胀系数 C 取 2,初始围压为 200

kPa, 将土样分别等向压缩至 500, 1000, 1500 kPa, 然后回弹至 200 kPa, 保持体积不变湿化至饱和, 其膨胀力与吸力的关系如图 10。

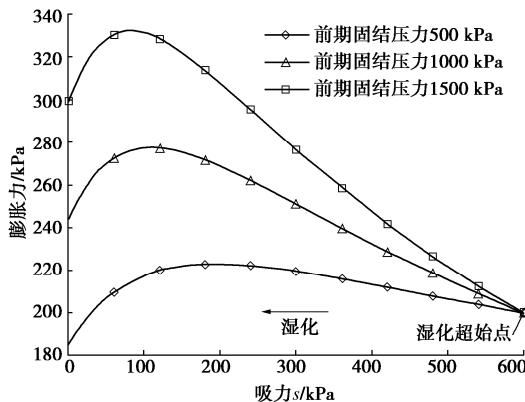


图 10 等体积湿化不同超固结度膨胀力变化

Fig. 10 Variation of swelling pressure during wetting under constant volume with different overconsolidation ratios

可见超固结度越高土体最大膨胀力越大, 因土体在低吸力时有体缩趋势, 当超固结度较低时, 最终膨胀力甚至会低于初始围压, 但相比膨胀系数 C , 超固结度的提高对低吸力阶段土体膨胀力降低的影响较小, 不同超固结度下土体低吸力阶段膨胀力降低量相近。

2.4 回弹—三轴压缩—湿化—三轴压缩

此路径中先将土样等向压缩后回弹, 之后进行三轴压缩, 到达某一状态后湿化至饱和, 之后再三轴压缩至破坏。首先预测不同膨胀系数对压缩过程的影响, 取初始围压 $p=200$ kPa, 膨胀系数 C 分别取为 0, 2, 5, 初始吸力为 600 kPa, 先将土样等向压缩至 1000 kPa, 然后再回弹至 200 kPa, 之后进行三轴排水剪切, 围压保持 200 kPa, 当 $q=200$ kPa 时, 将土样湿化至饱和, 再三轴压缩至破坏, 分析此压缩过程中体应变与轴向应变的关系, 如图 11。

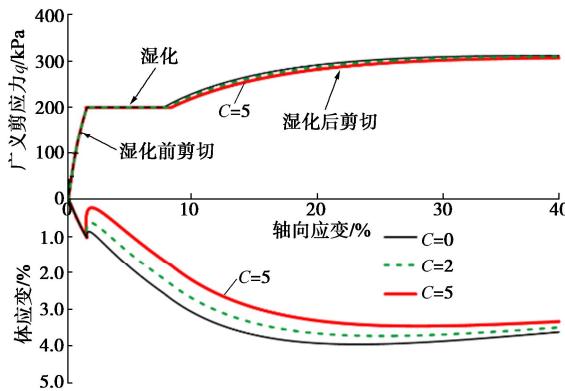


图 11 三轴压缩中湿化不同 C 值下体应变

Fig. 11 Variation of volumetric strain under stress path of triaxial compression-wetting-triaxial compression with different values of C

可以看出膨胀系数并不影响湿化前过程, 当土体湿化时会发生膨胀, C 值越大膨胀量越大, 但湿化至饱和后随着三轴压缩的不断进行, 体应变会逐渐趋于一致。同时通过分析剪切过程中广义剪应力 q 的变化, 发现随着 C 值的提高, 湿化后土体峰值强度会降低。

其次预测分析不同超固结度的影响, 初始吸力仍为 600 kPa, 膨胀系数 C 取 2, 初始围压为 200 kPa, 将土样分别等向压缩至 500, 1000, 1500 kPa, 然后回弹至 200 kPa, 之后进行三轴压缩, 当 $q=200$ kPa 时湿化至饱和, 再三轴压缩至破坏, 分析压缩过程中体应变与轴向应变之间的关系, 如图 12。

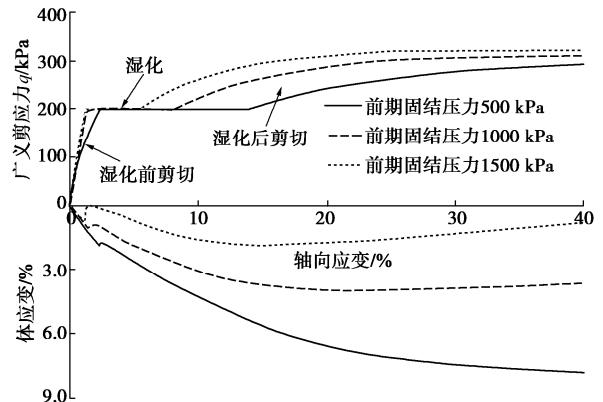


图 12 三轴压缩中湿化不同超固结度体应变

Fig. 12 Variation of volumetric strain under stress path of triaxial compression-wetting-triaxial compression with different overconsolidation ratios

可以看出, 超固结度越高, 湿化过程中土体膨胀量越大, 湿化至饱和后土体三轴剪切阶段体应变的变化趋势与一般非饱和土基本一致。

3 模型的试验验证

为验证模型的合理性, 分别对 Zhan 等^[28]和 Alonso 等^[29]的湿化膨胀试验数据进行预测。

3.1 模型的试验验证 I

Zhan 等^[28]对中国湖北枣阳某边坡的膨胀黏土进行了室内试验, 土体干密度为 $1.52\sim1.60 \text{ g/cm}^3$, 经测定, 土样中砂砾含量 3%、粉土颗粒含量 58%, 黏土颗粒含量 39%, 液限为 50.5%, 塑性指数为 31, Zhan 等^[28]利用非饱和土三轴试验仪对土样进行了多组试验研究, 本节取其不同围压下的湿化路径作为验证试验数据。

本文建立的膨胀性非饱和模型需要 10 个参数, 其中力学模型参数 λ , κ , M , v , N 与修正剑桥模型相同, 参数 λ , κ , N 可通过饱和土等向压缩回弹试验求得, 参数 M 可通过饱和土三轴压缩试验求得, 参数 λ_s , κ_s , p^c 与巴塞罗那模型相同, 参数 λ_s , κ_s 可由等

围压的干化和湿化试验得到, 参数 p^c 可通过不同吸力下等向压缩回弹再湿化试验得到, 参数 a 可通过不同吸力下的三轴压缩试验得到, 反映土体膨胀能力的参数 J 可根据土体不同围压下的湿化试验求得, 根据文献[28, 30]得到参数: $\lambda=0.1$, $\kappa=0.01$, $\lambda_s=0.1$, $v=0.3$, $M=1.0$, $N=1.18$, $\kappa_s=0.01$, $p^c=125 \text{ kPa}$, $a=150 \text{ kPa}$, $J=1.55$ 。大气压 p_{at} 取为 100 kPa。

此试验取了 3 组土样, 经过吸力平衡, 控制土样吸力保持在 200 kPa, 然后维持吸力不变, 分别在 40, 70, 100 kPa 围压下进行等向固结, 在固结完成后, 进行湿化试验。湿化过程中保持各自围压不变, 吸力从 200 kPa 降至 0 kPa, 湿化前土体干密度取 1.56 g/cm³, 不同围压下湿化过程的试验结果与预测结果对比如图 13 所示。

可以看出 3 组土样在试验过程中都发生体积膨胀, 但围压不同体积膨胀的幅度不同, 围压较大的土样膨胀量较小, 预测曲线与试验数据符合较好, 可以反映出土体湿化过程中体积膨胀的过程, 并体现不同围压下体积膨胀量的不同。

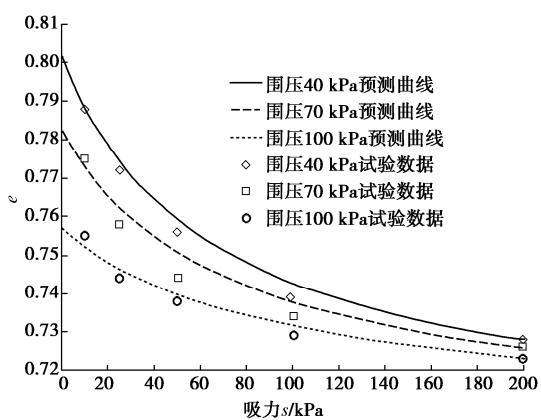


图 13 Zhan 等^[28]试验预测对比

Fig. 13 Comparison between predicted values and experimental results by Zhan et al. ^[28]

3.2 模型的试验验证 II

Alonso 等^[29]利用 Boom 膨胀黏土进行了室内试验, 其液限为 55.9%, 塑性指数为 29.2, 土体的高岭土、伊利石和蒙脱石的含量分别为 20%, 30%, 10%。试验土样初始干密度为 1.40 g/cm³, Alonso 等^[29]利用土样进行了不同等向围压下的干湿循环试验, 本次验证选取其试验中第一次湿化的试验数据进行验证。

同上一节参数确定方法, 本次试验根据文献[19, 29]及参数拟合确定参数: $\lambda=0.15$, $\kappa=0.014$, $\lambda_s=0.1$, $v=0.3$, $M=1.0$, $N=1.6$, $\kappa_s=0.008$, $p^c=45 \text{ kPa}$, $a=120 \text{ kPa}$, $J=1.65$ 。

Chen^[30]将土样分为 3 组, 控制吸力分别为 500, 500, 700 kPa, 保持吸力不变, 分别在等向压力 20,

100, 400 kPa 下等向固结, 固结完成后保持围压不变, 进行湿化试验, 将土样吸力从 500 kPa 或 700 kPa 降低到 0 kPa, 预测土样的体积变化, 试验结果与预测结果如图 14。

可以看出, 由于围压不同, 土体在湿化过程中体积变化也有区别, 低围压下土体湿化会发生体积膨胀, 但当围压增大到足够大时, 土体在湿化过程中会发生体积收缩, 且随着围压的进一步提高体积收缩也会加剧, 这是因为随着围压的提高, 土体超固结程度降低, 湿化过程中更容易发生屈服, 产生更大的湿陷塑性体应变 ε_{vp}^p , 引发更大的湿陷变形, 当围压足够大时这种湿陷变形会占主导地位, 使得土体整体表现出体积的收缩, 预测曲线可以反映出膨胀土的这一特性, 且与试验结果符合较好。

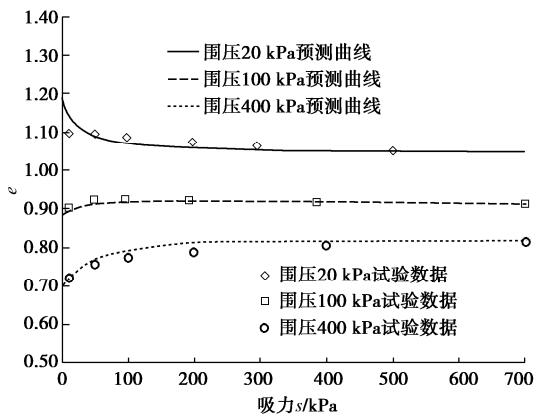


图 14 Alonso 等^[29]试验预测对比

Fig. 14 Comparison between predicted values and experimental results by Alonso et al. ^[29]

4 结 论

本文提出了考虑膨胀土超固结度和初始干密度的膨胀式, 将其融入非饱和土 UH 模型得到可以考虑理想膨胀性非饱和土的 UH 模型, 该模型具有以下 3 个特点。

(1) 通过引入与土体超固结度和初始干密度有直接关系的膨胀式, 可以考虑不同的超固结度和初始干密度对膨胀土应力应变关系的影响, 同时可以反映湿化过程中土体超固结度的变化。

(2) 以 UH 模型为基础, 并采用硬化参量 H , 可以体现膨胀土在超固结状态下不同于正常固结状态的应力软化特性和剪胀特性。

(3) 本模型在一般非饱和土模型基础上引入的新参数较少, 可以通过基础土力学试验获取, 模型应用简便。经过模型特性分析与试验结果的验证可以显示出其预测膨胀土应力应变关系的合理性。

另一方面, 本模型未考虑水量变化等水力作用对

膨胀性非饱和土应力应变关系的影响, 需在之后的研究中进一步完善。

参考文献:

- [1] ALONSO E E, GENS A, JOSA A. A constitutive model for partially saturated soils[J]. *Géotechnique*, 1990, **40**(3): 450-430.
- [2] WHEELER S J, SIVAKUMAR V. An elasto-plastic critical state framework for unsaturated soil[J]. *Géotechnique*, 1995, **45**(1): 35-53.
- [3] SUN D A, MATSUOKA H, YAO Y P, et al. An elasto-plastic model for unsaturated soil in three-dimensional stresses[J]. *Soils and Foundations*, 2000, **40**(3): 17-28.
- [4] SUN D A, SHENG D C. An elastoplastic hydro-mechanical model for unsaturated compacted soils[C]// Proc International Symposium on Advanced Experimental Unsaturated Soil Mechanics, Trento, 2005.
- [5] 缪林昌. 非饱和土的本构模型研究[J]. 岩土力学, 2007, **28**(5): 855-860. (MIAO Linchang. Research of constitutive model of unsaturated soils[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2007, **28**(5): 855-860. (in Chinese))
- [6] 赵成刚, 刘艳. 连续孔隙介质土力学及其在非饱和土本构关系中的应用 [J]. 岩土工程学报, 2009, **31**(9): 1324-1335. (ZHAO Chenggang, LIU Yan. Continuum porous medium soil mechanics and its application in constitutive relationship of unsaturated soils[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2009, **31**(9): 1324-1335. (in Chinese))
- [7] 姚仰平, 牛雷, 崔文杰, 等. 超固结非饱和土的本构关系 [J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(6): 833-839. (YAO Yangping, NIU Lei, CUI Wenjie, et al. UH model for unsaturated soils[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2011, **33**(6): 833-839. (in Chinese))
- [8] YAO Y P, NIU L, CUI W J. Unified hardening (UH) model for overconsolidated unsaturated soils[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2014, **51**(7): 810-821.
- [9] LUO T, CHEN D, YAO Y P, et al. An advanced UH model for unsaturated soils[J]. *Acta Geotechnica*, 2020, **15**(1): 145-164.
- [10] GENS A, ALONSO E E. A framework for the behaviour of unsaturated expansive clays[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1992, **29**(6): 1013-1032.
- [11] ALONSO E E, VAUNAT J, GENS A. Modelling the mechanical behaviour of expansive clays[J]. *Engineering Geology*, 1999, **54**(1/2): 173-183.
- [12] SÁNCHEZ M, GENS A, GUIMARAES L, et al. A double structure generalized plasticity model for expansive materials[J]. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 2005, **29**(8): 751-787.
- [13] MAŠÍN D. Double structure hydromechanical coupling formalism and a model for unsaturated expansive clays[J]. *Engineering Geology*, 2013, **165**: 73-88.
- [14] 卢再华, 陈正汉. 非饱和原状膨胀土的弹塑性损伤本构模型研究 [J]. 岩土工程学报, 2003, **25**(4): 422-426. (LU Zaihua, CHEN Zhenghan. An elastoplastic damage constitutive model of unsaturated undisturbed expansive soil[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2003, **25**(4): 422-426. (in Chinese))
- [15] 陈正汉, 秦冰. 缓冲/回填材料的热-水-力耦合特性及其应用[M]. 北京: 科学出版社, 2017. (CHEN Zhenghan, QIN Bing. Thermal-hydraulic-mechanical Coupling Characteristics of Buffer/backfill Materials and Its Application[M]. Beijing: Science Press, 2017. (in Chinese))
- [16] 陈正汉. 非饱和土与特殊土力学: 理论创新、科研方法及治学感悟[M]. 北京: 科学出版社, 2021: 1-189. (CHEN Zhenghan. Unsaturated Soil and Special Soil Mechanics: Theoretical Innovation, Scientific Research Methods and Academic Understanding[M]. Beijing: Science Press, 2021: 1-189. (in Chinese))
- [17] 孙德安, 孙文静, 孟德林. 膨胀性非饱和土水力和力学性质的弹塑性模拟 [J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(10): 1505-1512. (SUN Dean, SUN Wenjing, MENG Delin. Elastoplastic modelling of hydraulic and mechanical behaviour of unsaturated expansive soils[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2010, **32**(10): 1505-1512. (in Chinese))
- [18] 曹雪山. 非饱和膨胀土的弹塑性本构模型研究[J]. 岩土工程学报, 2005, **27**(7): 832-836. (CAO Xueshan. Elastoplastic constitutive model of unsaturated expansive soils[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2005, **27**(7): 832-836. (in Chinese))
- [19] 李舰, 赵成刚, 黄启迪. 膨胀性非饱和土的双尺度毛细-弹塑性变形耦合模型[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(11): 2127-2133. (LI Jian, ZHAO Chenggang, HUANG Qidi. Constitutive modeling with double-scale pore structure for coupling of capillary hysteresis and stress-strain behaviours in unsaturated expansive soils[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2012, **34**(11): 2127-2133. (in Chinese))

- [20] 李 舰, 赵成刚, 刘 艳, 等. 适用于膨胀性非饱和土的边界模型的数值实现[J]. 岩石力学与工程学报, 2017, 36(10): 2551-2562. (LI Jian, ZHAO Chenggang, LIU Yan, et al. Numerical implementation of a bounding surface model for unsaturated expansive clays[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2017, 36(10): 2551-2562. (in Chinese))
- [21] LI J, YIN Z Y, CUI Y J, et al. Work input analysis for soils with double porosity and application to the hydromechanical modeling of unsaturated expansive clays[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2017, 54(2): 173-187.
- [22] YAO Y P, HOU W, ZHOU A N. UH model: three-dimensional unified hardening model for overconsolidated clays[J]. Géotechnique, 2009, 59(5): 451-469.
- [23] 陈正汉. 非饱和土与特殊土力学的基本理论研究[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(2): 201-272. (CHEN Zhenghan. On basic theories of unsaturated soils and special soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, 36(2): 201-272. (in Chinese))
- [24] 卢再华, 王权民, 陈正汉. 非饱和膨胀土本构模型的试验研究及分析[J]. 地下空间, 2001(增刊 1): 379-385, 586. (LU Zaihua, WANG Quanmin, CHEN Zhenghan. Research on the constitutive model of unsaturated expansive soil[J]. Underground Space, 2001(S1): 379-385, 586. (in Chinese))
- [25] 高登辉, 陈正汉, 郭 楠, 等. 干密度和基质吸力对重塑非饱和黄土变形与强度特性的影响[J]. 岩石力学与工程学报, 2017, 36(3): 736-744. (GAO Denghui, CHEN Zhenghan, GUO Nan, et al. The influence of dry density and matric suction on the deformation and the strength characteristics of the remolded unsaturated loess soils[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2017, 36(3): 736-744. (in Chinese))
- [26] 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.
- [27] 秦 冰, 陈正汉, 刘月妙, 等. 高庙子膨润土 GMZ001 三向膨胀力特性研究[J]. 岩土工程学报, 2009, 31(5): 756-763. (QIN Bing, CHEN Zhenghan, LIU Yuemiao, et al. Characteristics of 3D swelling pressure of GMZ001 bentonite[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, 31(5): 756-763. (in Chinese))
- [28] ZHAN T L T, CHEN R, NG C W W. Wetting-induced softening behavior of an unsaturated expansive clay[J]. Landslides, 2014, 11(6): 1051-1061.
- [29] ALONSO E E, LLORET A, GEN S A, et al. Experimental behaviour of highly expansive double-structure clay[C]// Proceeding of the 1st international Conference on Unsaturated Soil, Paris, 1995: 6-8.
- [30] CHEN R. Experimental Study and Constitutive Modelling of Stress-Dependent Coupled Hydraulic Hysteresis and Mechanical Behaviour of an Unsaturated Soil[D]. Hong Kong: Hong Kong University of Science and Technology, 2007.