

胶结结构性土统一硬化模型

祝恩阳^{1,2}, 李晓强²

(1. 北京航空航天大学 航空科学与工程学院, 北京 100191; 2. 北方工业大学 土木工程学院, 北京 100144)

摘 要: 结构性土颗粒间的胶结使试样剪切破坏最终应力比高于相应重塑土, 也限制了试样剪切时体积应变的自由发挥。在考虑结构垮塌为主的结构性土统一硬化(UH)模型基础上, 将应力空间中静止的临界状态线扩展为动态的移动临界状态线。据此, 通过建立新的屈服面方程并修正剪胀方程, 将结构性土统一硬化(UH)模型扩展为胶结结构性土统一硬化(UH)模型。相对于原模型, 新模型增加了 1 个模型参数, 即初始胶结应力, 反映土颗粒之间的初始胶结作用。通过 4 种结构性土试验数据与模型预测对照表明: 所提模型能够较合理地描述结构性土等向压缩、常规三轴排水与不排水剪切等特性。

关 键 词: 结构性土; 胶结; 移动临界状态线; 本构模型; 统一硬化模型

中图分类号: TU 411

文献标识码: A

文章编号: 1000-7598 (2018) 01-0112-11

A unified hardening model considering bonding in structured soils

ZHU En-yang^{1,2}, LI Xiao-qiang²

(1. School of Aeronautic Science and Engineering, Beihang University, Beijing 100191, China;

2. School of Civil Engineering, North China University of Technology, Beijing 100144, China)

Abstract: Structured soils with interparticle bonding have higher shearing ultimate stress ratio and less free dilatancy than the corresponding reconstituted soils. To overcome this defect, a moving critical state line (MCSL) in stress space is presented based on the structured unified hardening (UH) model mainly considering soil structure collapse. By developing new yield functions and modifying dilatancy equation, the structured UH model is extended to be applicable for bonding structured soil. In stress space, MCSL parallels to the traditional static critical state line (CSL) and moves toward the CSL as structure decays. The extended model adds 1 new parameter, namely the initial bonding stress, to describe initial bond between particles. Comparisons between test data and predictions of 4 structured soils indicate that the extended model is qualified in describing the behaviors of the bonding structured soils in isotropic compression, drained and undrained triaxial compression.

Keywords: structured soil; bonding; moving critical state line; constitutive model; unified hardening (UH) model

1 引 言

重塑土可视为一种摩擦材料, 其力学特性相对明确。但工程中的实际土, 由于自然条件下沉积形成, 受土颗粒矿物成分、沉积历史环境及应力历史的影响^[1], 土中具有微结构, 称其为结构性土。如何避免结构性土骨架结构不稳定性不利作用, 并利用结构性对强度及变形特性的有利影响, 使之能为工程服务是应当深思的问题^[2]。因此, 结构性土本构模型的建立是 21 世纪土力学的一个核心问题^[3]。许多学者对此进行了卓有成效的研究^[4-16]。作者在统一硬化(UH)理论框架下^[17-24], 通过将静态的正常固结线(normal compression line, 简称 NCL)扩展

为动态的移动正常固结线(moving normal compression line, 简称 MNCL), 建立了以考虑结构性体积垮塌效应为主的结构性土 UH 模型^[25-26]。

结构性土中普遍存在着胶结^[27], 影响着土的力学特性。蒋明镜等^[28]从细观角度建立了胶结接触模型, 并将其引入结构性土数值模型。Liu 等^[29]令屈服面平移至与平均主应力轴负半轴相交, 并令交点截距随塑性偏应变发展而演化, 对胶结作用进行考虑。采用类似做法的还有陈波等^[30]。刘鹏等^[31]利用结构性土受力与变形的双对数线性关系, 将胶结考虑进本构模型。Nguyen 等^[32]在应力坐标中构造了一个弯曲的临界状态线。该线在应力较小处体现胶结效应, 在应力较大处趋近于重塑土的临界状态线。

作者考虑胶结限制了土材料在受荷中颗粒间的相对移动,提高了土的抗剪强度,也影响其剪胀特性。图 1 所示为原状 Corinth 运河泥灰土^[33]的三轴排水剪切试验数据。 p 为平均主应力, q 为广义剪应力,则试样剪切最终应力比 $\eta_{ult} = (q/p)_{ult}$ 随 p 增大而减小,并趋近于相应重塑土临界状态应力比 M 。

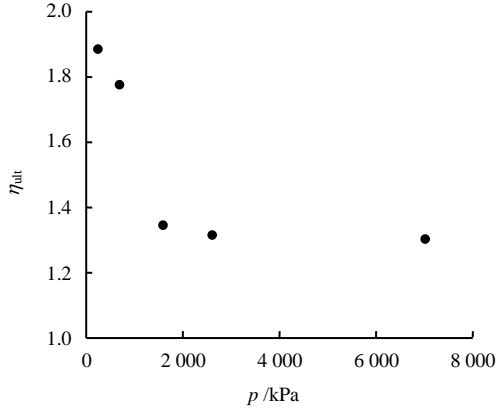


图 1 原状 Corinth 运河泥灰土三轴排水剪切最终应力比
Fig.1 Ultimate stress ratio of natural Corinth canal marls in drained triaxial compression tests

如图 2 所示,原状与重塑 Bangkok 黏土^[34]的剪胀规律也有显著差别,结构性土较重塑土在相同 $\eta = q/p$ 下,产生更大比例的体积应变。因此,本文在结构性土 UH 模型基础上,把 $p-q$ 坐标中静态的临界状态线(critical state line, 简称 CSL)扩展为动态的移动临界状态线(moving critical state line, 简称 MCSL),从而扩展建立考虑胶结作用的胶结结构性土 UH 模型。

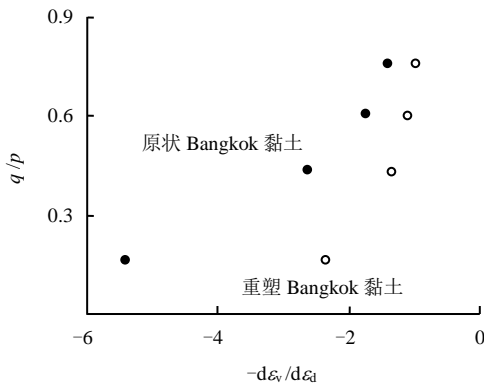


图 2 原状和重塑 Bangkok 黏土的剪胀规律
Fig2 Dilatancy of natural and reconstituted Bangkok clay

2 胶结结构性土 UH 模型

2.1 结构性土 UH 模型回顾

结构性土 UH 模型^[25-26]中当前应力屈服面 f 和

参考应力屈服面 \bar{f} 均过 $p-q$ 坐标原点,如图 3 所示。在孔隙比 $e-p$ 坐标中, f 对应当前状态, \bar{f} 对应 MNCL 上的参考状态,计算公式分别为

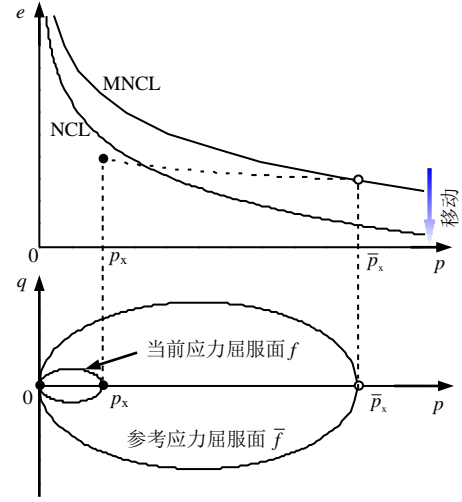


图 3 结构性土 UH 模型的当前与参考应力屈服面
Fig.3 Current and reference yield surfaces of structured UH model

$$f = p(1 + \eta^2/M^2) - p_x = 0 \quad (1)$$

$$\bar{f} = \bar{p}(1 + \bar{\eta}^2/M^2) - \bar{p}_x = 0 \quad (2)$$

式中: (p, q) 和 (\bar{p}, \bar{q}) 分别表示 f 与 \bar{f} 上的应力状态, 应力比 $\eta = q/p$, $\bar{\eta} = \bar{q}/\bar{p}$; p_x 和 \bar{p}_x 分别为两屈服面在 p 轴上的截距, 分别表述为

$$p_x = p_0 \exp \left[\int R^{\frac{\Delta e}{\Delta e_0}(\eta - M_f)} \frac{M_f^4 - \eta^4}{M^4 - \eta^4} \frac{d\varepsilon_v^p}{c_p} \right] \quad (3)$$

$$\bar{p}_x = \bar{p}_0 \exp \left[\int \frac{d\varepsilon_v^p}{c_p} + \int \frac{d(\Delta e)}{\lambda - \kappa} \right] \quad (4)$$

式中: $c_p = (\lambda - \kappa)/(1 + e_0)$; λ 与 κ 分别为 $e - \ln p$ 坐标中重塑土等向压缩线与回弹线的斜率大小; e_0 为初始孔隙比; p_0 与 \bar{p}_0 分别为 p_x 与 \bar{p}_x 的初值; ε_v^p 为塑性体积应变; M_f 为潜在强度。结构势 Δe 的初值为 Δe_0 , 其演化规律为

$$d(\Delta e) = -\zeta R \Delta e \langle d(c_p \ln p_x) \rangle \quad (5)$$

式中: ζ 为结构性衰减率参数; “ $\langle \rangle$ ”为 Macaulay 括号, 其含义是

$$\langle x \rangle = \begin{cases} x & x \geq 0 \\ 0 & x < 0 \end{cases} \quad (6)$$

M_f 表达式为

$$M_f = 6 \left[\sqrt{\frac{\chi}{R} \left(1 + \frac{\chi}{R} \right)} - \frac{\chi}{R} \right] \quad (7)$$

式中: $\chi = M^2 / [12(3-M)]$ 。参照式 (3)、(4) 可知, 内变量 R 的计算公式为

$$R = \frac{p_x}{\bar{p}_x} = \frac{p_0 \exp \left[\int R^{\frac{\Delta e}{\Delta e_0} (\eta - M_f)} \frac{M_f^4 - \eta^4}{M^4 - \eta^4} \frac{d\varepsilon_v^p}{c_p} \right]}{\bar{p}_0 \exp \left[\int \frac{d\varepsilon_v^p}{c_p} + \int \frac{d(\Delta e)}{\lambda - \kappa} \right]} \quad (8)$$

结构性土 UH 模型采用相关联流动准则, 即 $f = g$, 则其剪胀方程式为

$$\frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_d^p} = \frac{M^2 - \eta^2}{2\eta} \quad (9)$$

依据式 (1) ~ (9), 可得结构性土 UH 模型的塑性体应变增量 $d\varepsilon_v^p$ 与塑性剪应变增量 $d\varepsilon_d^p$ 的表达为

$$d\varepsilon_v^p = \Omega \cdot \frac{\frac{M^2 p^2 - q^2}{p} dp + 2q dq}{M^2 p^2 + q^2} \quad (10)$$

$$d\varepsilon_d^p = \Omega \cdot \frac{2q dp + \frac{4q^2 p}{M^2 p^2 - q^2} dq}{M^2 p^2 + q^2} \quad (11)$$

$$\Omega = c_p R^{\frac{\Delta e}{\Delta e_0} (M_f - \eta)} \cdot (M^4 - \eta^4) / (M_f^4 - \eta^4) \quad (12)$$

结构性土 UH 模型弹性体应变增量 $d\varepsilon_v^e$ 与弹性剪应变增量 $d\varepsilon_d^e$ 由广义 Hooke 定律计算:

$$d\varepsilon_v^e = \frac{\kappa}{1 + e_0} \frac{dp}{p} \quad (13)$$

$$d\varepsilon_d^e = \frac{2(1 + \nu)\kappa}{9(1 + e_0)(1 - 2\nu)} \frac{dq}{p} \quad (14)$$

式中: ν 为泊松比。

2.2 胶结结构性土 UH 模型

为反映胶结的作用效果, 本文对结构性土 UH 模型进行了以下扩展, 如图 4 所示。

胶结的存在使结构性土能在一定程度上承受拉应力。因而 $p-q$ 坐标中结构性土模型屈服面应与 p 轴负半轴相交于 $(-s, 0)$ 。与此屈服面相匹配的临界状态线过点 $(-s, 0)$, 且斜率为 M 。随着加载进行, 胶结逐渐衰减, s 不断减小并最终趋于 0。与此同步, 过点 $(-s, 0)$ 的临界状态线移向传统过原点的临界状态线 (CSL)。这条动态的 CSL, 即移动临界状

态线 MCSL, 与 CSL 平行。当胶结完全破坏后, $s = 0$ kPa, MCSL 退化为 CSL。这样, 相比于到达 CSL 上点 A 而达到临界状态破坏的应力比 (q/p) , 到达 MCSL 上点 A' 而达到临界状态破坏的 (q/p) 就更大了。随着 s 逐渐衰减, 这种临界状态应力比的差异会逐步减小。扩展后的当前应力屈服面 f 与参考应力屈服面 \bar{f} 如图 5 所示。

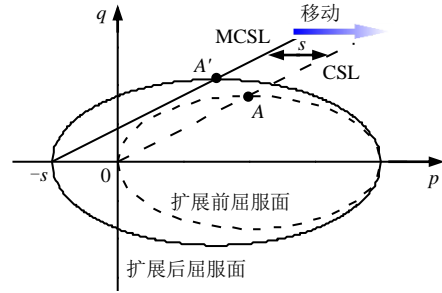


图 4 扩展前与后的屈服面

Fig.4 Yield surfaces before and after extension

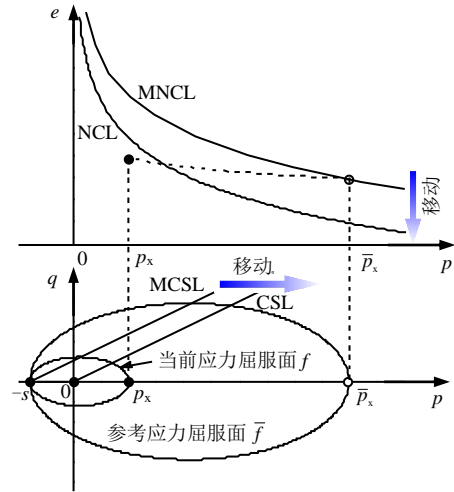


图 5 胶结结构性土 UH 模型当前与参考应力屈服面

Fig.5 Current and reference yield surfaces in structured UH model considering bonding

f 、 \bar{f} 计算公式分别为

$$f = p + \frac{q^2}{M^2(p+s)} - p_x = 0 \quad (15)$$

$$\bar{f} = \bar{p} + \frac{\bar{q}^2}{M^2(\bar{p}+s)} - \bar{p}_x = 0 \quad (16)$$

式中: p_x 和 \bar{p}_x 的计算依式 (3)、(4) (其中, 令 $\eta = q/(p+s)$); Δe 的计算依式 (5)。胶结应力 s 描述结构性土实时胶结的强弱, 其初值为 s_0 。为简化, 假定 s 随 Δe 等比例演化, 即

$$s/s_0 = \Delta e/\Delta e_0 \quad (17)$$

这样, s 的增量就表达为

$$ds = -\zeta R s \left\langle d(c_p \ln p_x) \right\rangle = \Omega_b d(\ln p_x) \quad (18)$$

Ω_b 可表示为

$$\Omega_b = \begin{cases} -c_p \zeta R s, & dp_x \geq 0 \\ 0, & dp_x < 0 \end{cases} \quad (19)$$

依照相关联流动, 相应的剪胀方程写为

$$\frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_d^p} = \frac{M^2 - [q/(p+s)]^2}{2q/(p+s)} \quad (20)$$

式 (20) 描述中包含胶结对剪胀规律的影响。

图 6 所示为不同 s 所对应的剪胀方程曲线。随着 s 减小, 曲线向下方移动。当 $s=0$ kPa 时, 曲线退化为剑桥剪胀曲线。实际加载中, s 不断减小, 故式 (20) 所描述的结构性土剪胀曲线如图 6 中黑色实线。该情形与图 2 所示 Bangkok 黏土试验规律一致。

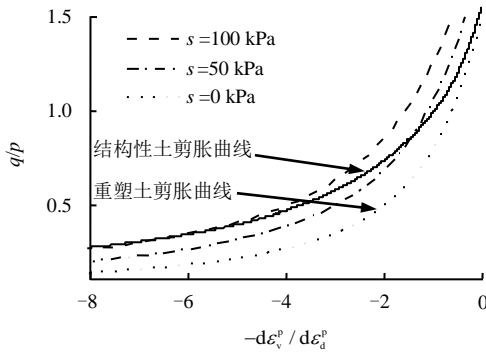


图 6 胶结结构性土 UH 模型剪胀方程曲线

Fig.6 Curves for dilatancy equation of structured UH model considering bonding

胶结结构性土 UH 模型中内变量 R 依然是 f 和 \bar{f} 的大小之比, 即

$$R = (p_x + s) / (\bar{p}_x + s) \quad (21)$$

依据式 (15) ~ (21), 可得胶结结构性土 UH 模型塑性应变增量 $d\varepsilon_v^p$ 、 $d\varepsilon_d^p$ 的表达式为

$$d\varepsilon_v^p = \Omega \frac{M^2 (p+s)^2 - q^2}{p+s} dp + 2qdq \quad (22)$$

$$d\varepsilon_d^p = \Omega \frac{M^2 p(p+s) + q^2 + \Omega_b \frac{q^2}{p+s}}{M^2 (p+s)^2 - q^2} 2qdq + \frac{4q^2 (p+s)}{M^2 (p+s)^2 - q^2} dq \quad (23)$$

胶结结构性土 UH 模型中弹性应变增量遵循广

义 Hooke 定律, 依式 (13)、(14) 进行计算。

在胶结结构性土 UH 模型中共有 8 个参数, 分别为: λ 、 κ 、 M 、 N (NCL 上 $p=1$ kPa 所对应的孔隙比 e)、 ν 、 Δe_0 、 ζ 和 s_0 。其中前 5 个与剑桥模型参数相同, 可由重塑土的等向压缩试验和三轴剪切试验确定。其余 3 个参数 Δe_0 、 ζ 和 s_0 均为结构性参数。

s_0 为 s 的初值。按照模型描述, 试样一旦受荷, s 随即减小, 目前尚不能直接测量初值 s_0 。考虑到无侧限抗压强度是对胶结强弱的反映, 并且试验对试样的扰动相对较小, 故通过结构性土的无侧限压缩试验对 s_0 进行估计。具体方法如下:

- (1) 测定结构性土无侧限抗压强度 q_u ;
- (2) 根据图 7 估算 s_0 为

$$s_0 = \frac{q_u}{M} - \frac{q_u}{3} \quad (24)$$

在 s_0 确定之后, 其余 2 个结构性参数 Δe_0 与 ζ 根据文献[25—26]中所述方法确定。

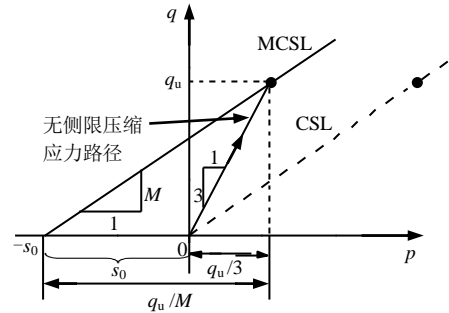


图 7 初始胶结应力 s_0 的确定

Fig.7 Determination of initial bonding stress s_0

3 模型演化

本节用所提模型计算模拟等向压缩、等 p 剪切以及不排水剪切, 以此介绍胶结结构性土 UH 模型描述功能。模拟所用重塑土参数 $\lambda=0.200$, $\kappa=0.030$, $N=2.00$, $M=1.50$, $\nu=0.25$ 。

3.1 等向压缩

考虑到 Δe_0 与 s_0 是初始结构性程度在密度与黏聚力两个方面的表现, 故令 Δe_0 和 s_0 两个结构性参数保持一个固定的比例。取 $\zeta=20.0$, 试样 $e_0=1.3$, $p_0=10.0$ kPa。图 8 展示了 $e-\ln p$ 坐标中初始结构性不同的结构性土的等向压缩曲线。

对 e_0 相同的试样, 随初始结构性的增强, 等向压缩线能到达 NCL 之上的更高处。当 $\Delta e_0=0$ 和 $s_0=0$ kPa 时, 模型描述的压缩线退化为重塑土的等向压缩线。结构性土与重塑土的等向压缩线最终均

趋近于 NCL。

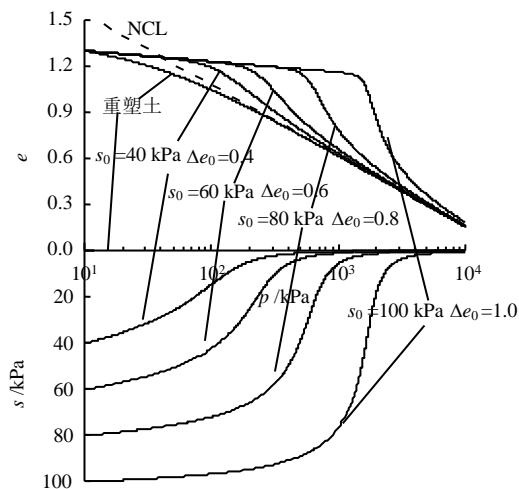


图 8 不同初始结构性土的等向压缩线
Fig.8 Simulations of isotropic compression with different initial soil structures

3.2 等 p 剪切

本节介绍模型对结构性土等 p 剪切的描述。结构性参数 $\Delta e_0=1.0$, $\zeta=10.0$, $s_0=80$ kPa。取 $e_0=1.6$, $p_0=10$ kPa, 剪切时 p 分别取 100、200、400、800 kPa, 模拟结果如图 9、10 所示。

由图 9 和图 10 可知, 随 p 的增加, 剪切前的初始结构性逐渐减小, 导致剪切应力-应变关系逐渐从应变软化过渡为应变硬化; 剪切破坏最终应力比不断减小直至趋近重塑土临界状态应力比 M ; 体积应变逐渐由剪切膨胀过渡为剪切收缩。

3.3 不排水剪切

本节介绍模型对不排水剪切的描述。结构性参数 $\Delta e_0=0.80$, $\zeta=10.0$, $s_0=100$ kPa。取 $e_0=1.5$, $p_0=10$ kPa, σ_3 分别取 50、100、200、400、600 kPa。模拟结果如图 11、12 所示。

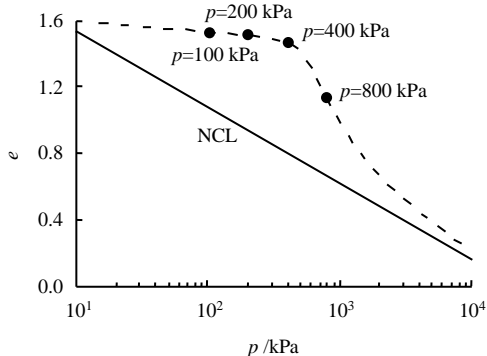
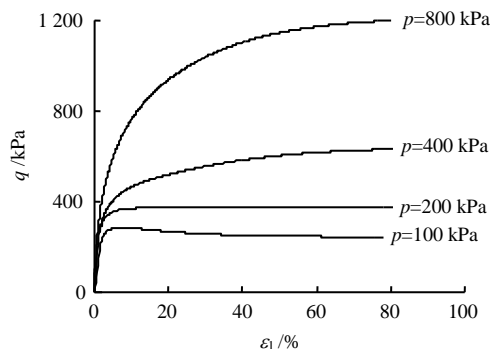
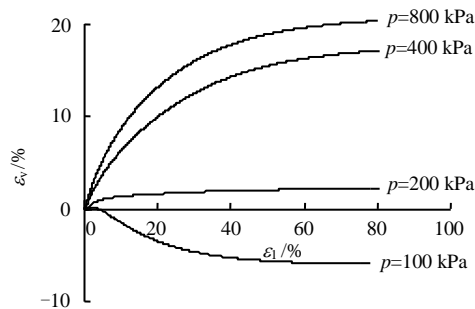


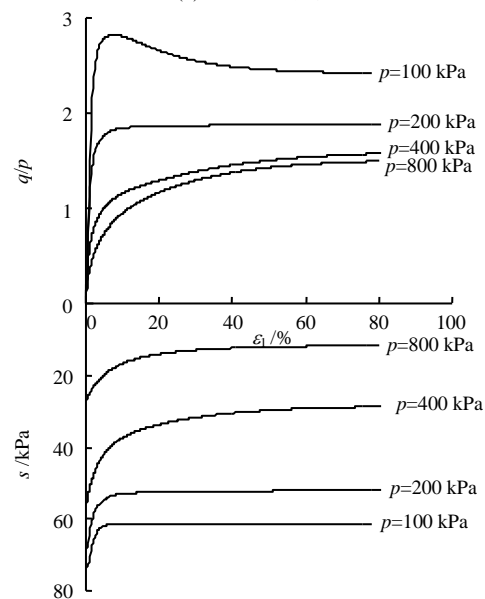
图 9 等 p 剪切前的各等向应力状态
Fig.9 Isotropic stress states before shearing with constant p



(a) 剪应力模拟



(b) 体积应变模拟



(c) 应力比和胶结应力模拟

图 10 等 p 剪切的模拟结果

Fig.10 Simulations of drained shear with constant p

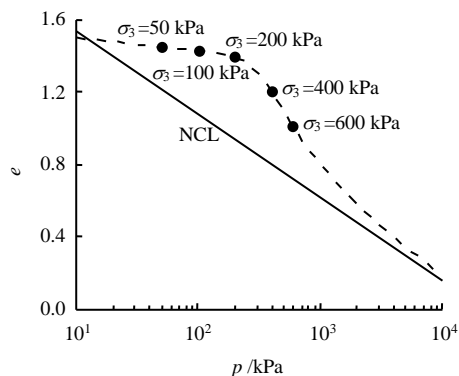


图 11 不排水剪切前的各等向应力状态
Fig.11 Isotropic stress states before undrained shear

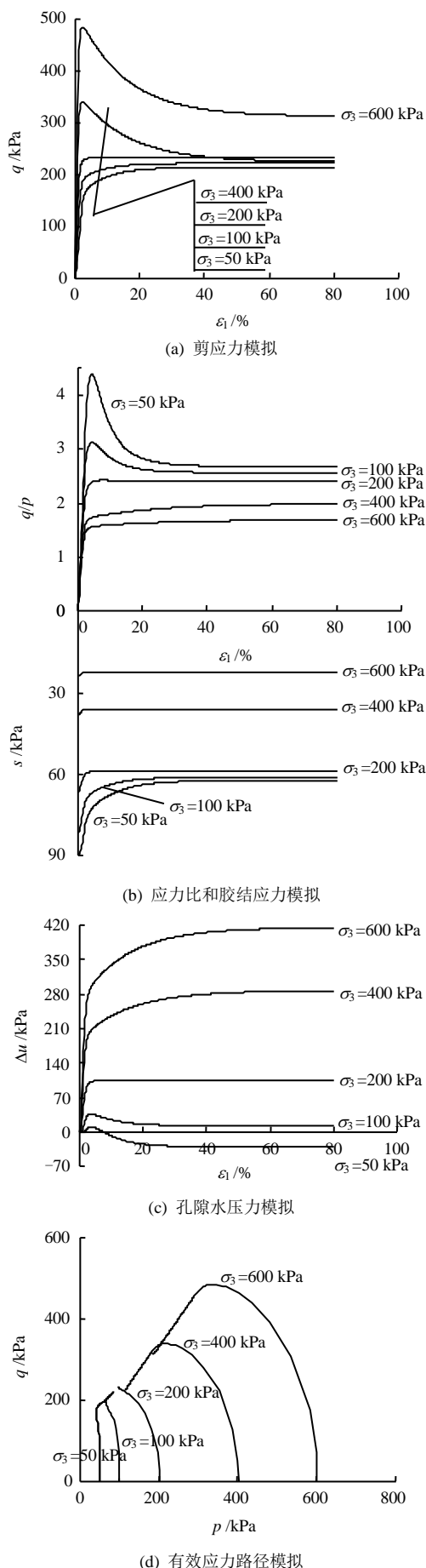


图 12 不排水剪切的模拟结果

Fig.12 Simulations of undrained shear

根据图 11、12，随着围压 σ_3 增加，剪切初始结构性减小，应力-应变关系由应变硬化逐渐过渡为减压软化，剪切最终所达应力比也随之降低直至趋近于重塑土临界状态应力比 M 。

4 模型预测

为验证本文所提模型的合理性，将 4 种结构性土的试验结果与模型预测进行对比。本部分的图中，点代表试验结果，线代表模型预测。根据原文献公布的结构性土与相应重塑土的试验数据，确定各结构性土的模型参数如表 1 所示。

表 1 模拟预测所用模型参数

Table 1 Model parameters in predictions								
结构性土	λ	κ	N	M	ν	Δe_0	ζ	s_0 /kPa
Corinth 运河泥灰土	0.045	0.008	0.812	1.30	0.25	0.160	32.0	120.0
胶结 Ariake 黏土	0.447	0.050	4.390	1.58	0.22	1.80	3.0	30.0
Eastern Osaka 黏土	0.180	0.028	2.130	1.27	0.25	0.55	13.0	40.9
Bangkok 黏土	0.510	0.120	4.650	0.90	0.25	0.78	13.0	10.0

4.1 Corinth 运河泥灰土的预测

Corinth 运河泥灰土^[33]主要来源于晚第三纪的海、河或湖的沉积物，含有 35%~75% 的碳酸钙和一种黏土矿物。其较强的结构性使 Corinth 运河两岸的自然边坡坡度高达 75°。近百年来很少出现边坡稳定性问题。图 13~15 分别展示了其等向压缩和常规三轴排水剪切的试验结果与模型预测。

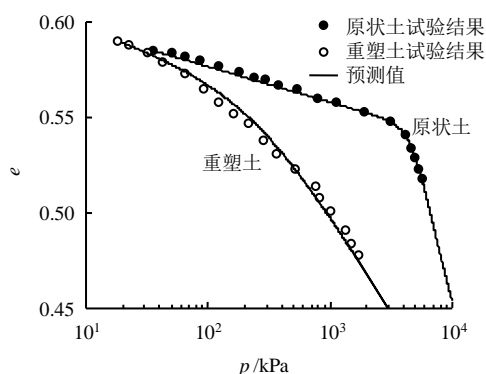


图 13 原状与重塑 Corinth 运河泥灰土等向压缩的试验结果与模型预测

Fig.13 Prediction and test data of natural and reconstituted Corinth canal marls in isotropic compression tests

图 13 表明，原状与重塑 Corinth 运河泥灰土的等向压缩行为均可以被所建立模型较好地描述。图 14 中展示了将 Corinth 运河泥灰土分别等向压缩至围压 σ_3 为 98、294、903、1 500、4 000 kPa 后再

进行三轴排水剪切的试验结果与模型预测（图中数据点为试验结果，实线为预测值）。值得一提的是：各试样剪切破坏后所达到的最终应力比 $(q/p)_{ult}$ 并不相同，这缘于不同围压下胶结破坏程度的不同。胶结破坏程度越低， $(q/p)_{ult}$ 越大，已经展示于图 1 中。图 15 展示了对图 1 试验数据的预测。可见，胶结结构性土 UH 模型能反映胶结不同程度破坏对试样剪切破坏最终应力比的影响。

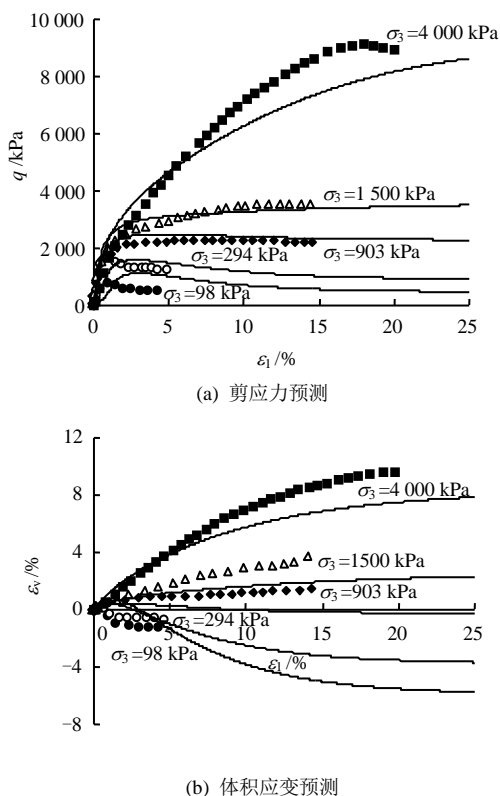


图 14 原状 Corinth 运河泥灰土三轴排水剪切的试验结果与模型预测

Fig.14 Prediction and test data of natural Corinth canal marls in drained triaxial compression tests

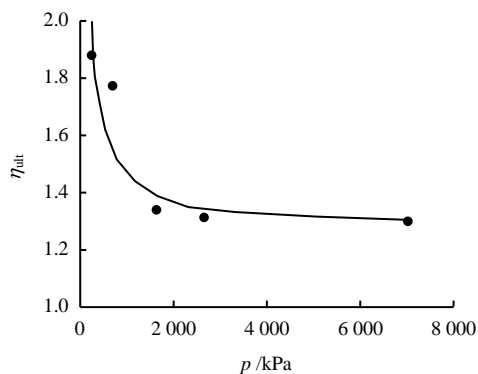


图 15 原状 Corinth 运河泥灰土三轴排水剪切最终应力比的试验结果与模型预测

Fig.15 Prediction and test data of ultimate stress ratio of natural Corinth canal marls in drained triaxial compression tests

4.2 胶结 Ariake 黏土的预测

Ariake 黏土^[35]取自日本佐贺市地下 2 m 深处，由 55% 的黏粒、44% 的淤泥和 1% 的砂粒组成。Horpibulsuk 等^[36]事先将原状 Ariake 黏土中大于 2 mm 的颗粒筛除，然后在 Ariake 黏土原料土中加入 6% 的水泥制备了胶结 Ariake 黏土。而后将试样放入乙烯袋中并置于 $20^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ 的恒温箱中进行养护，待其养护 28 d 后对其进行试验。如图 16、17 所示为胶结 Ariake 黏土等向压缩和三轴不排水剪切的试验结果和模型预测。

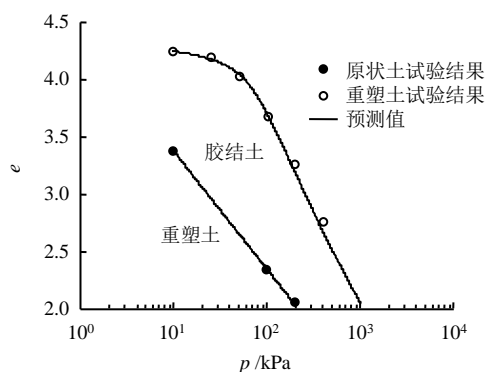


图 16 胶结与重塑 Ariake 黏土等向压缩的试验结果与模型预测

Fig.16 Prediction and test data of cemented and reconstituted Ariake clay in isotropic compression tests

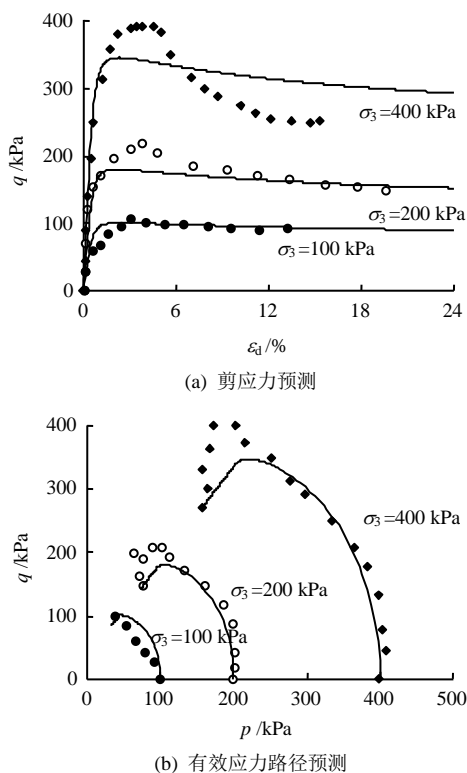


图 17 胶结 Ariake 黏土三轴不排水剪切的试验结果与模型预测

Fig.17 Prediction and test data of cemented Ariake clay in undrained shear tests

图 16 展示了胶结和重塑 Ariake 黏土等向压缩的试验结果与模型预测。显然, 胶结土压缩线达到重塑土压缩线上方。图 17 展示了胶结 Ariake 黏土被分别等向压缩至 100、200、400 kPa 后, 再进行三轴不排水剪切试验的试验结果与模型预测。由于试验的围压 σ_3 较大, 其结构性已衰减殆尽, 故剪切均以体积收缩趋势为主, 产生正的孔隙水压。胶结结构性土 UH 模型能对此合理反映。

4.3 Eastern Osaka 黏土的预测

Eastern Osaka 黏土^[36]位于日本大阪以东的 Tsurumi (鹤见) 地区, 这种黏土具有较强的结构性, 其土层厚度约为 15~20 m, 位于更新世的砂层之上。其结构性主要来源于阳离子的渗透效应。试样孔隙比大致介于 1.7~1.9 之间。图 18、19 展示了 Eastern Osaka 黏土一维压缩和三轴不排水剪切的试

验结果与模型预测。模型预测与试验结果相符。

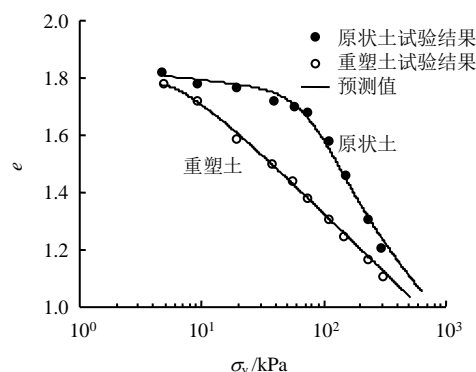
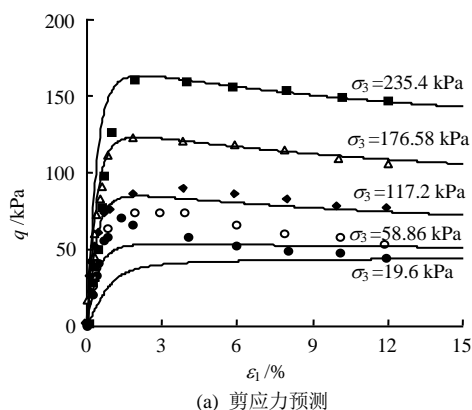
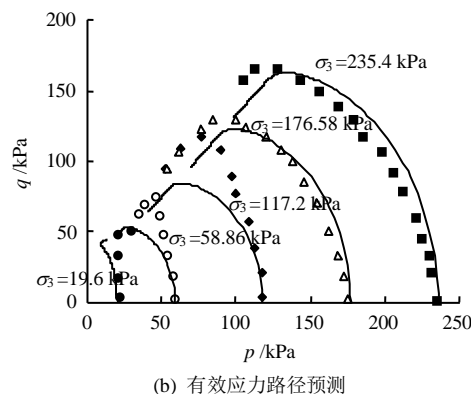


图 18 原状与重塑 Eastern Osaka 黏土一维压缩的试验结果与模型预测

Fig.18 Prediction and test data of natural and reconstituted Eastern Osaka clay in one-dimensional compression tests



(a) 剪应力预测



(b) 有效应力路径预测

图 19 原状 Eastern Osaka 黏土三轴不排水剪切试验结果与模型预测

Fig.19 Prediction and test data of natural Eastern Osaka clay in undrained shear tests

4.4 Bangkok 黏土的预测

Bangkok 黏土^[34]主要是在昭帕亚河(Chaopraya river)三角洲冲刷淤积而形成的, 主要分布于地表下 2~10 m, 具有高塑性、高含水率、低强度特点, 结构性比较弱。图 20~22 展示了其等向压缩、三轴排水与不排水剪切的试验结果与模型预测。

从图 20 中试验数据可知, Bangkok 黏土的屈服应力不足 40 kPa, 是一种结构性较弱的原状土。图 21 展示了将 Bangkok 黏土等向压缩至 206 kPa 之后再进行三轴排水剪切的试验结果与模型预测。由于剪切围压 σ_3 超出了该原状土的屈服应力, 故其剪切力学行为趋近于正常固结重塑土, 表现出应变硬化与剪切体积收缩。

图 22 展示了将 Bangkok 黏土分别等向压缩至 103、206、275、413 kPa 之后再进行三轴不排水剪切的试验结果。同样由于剪切围压 σ_3 超出了该原状土的屈服应力, 故其不排水剪切特性也与正常固结

土相近, 产生正的孔隙水压力。模型预测与试验数据相符。

值得一提的是该原状土剪胀规律曲线位于其重塑土剪胀规律曲线上方, 已展示于图 2 中。图 23 为对图 2 试验数据的预测。可见, 胶结结构性土 UH 模型能够反映受胶结影响的结构性土剪胀特性。

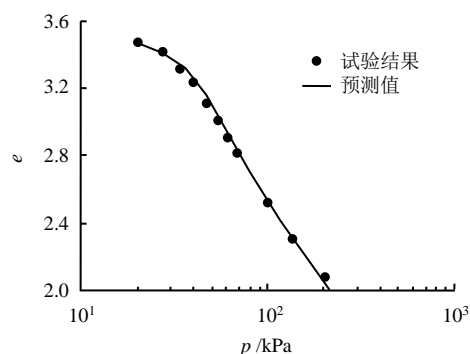


图 20 原状 Bangkok 黏土等向压缩的试验结果和模型预测
Fig.20 Prediction and test data of natural Bangkok clay in isotropic compression tests

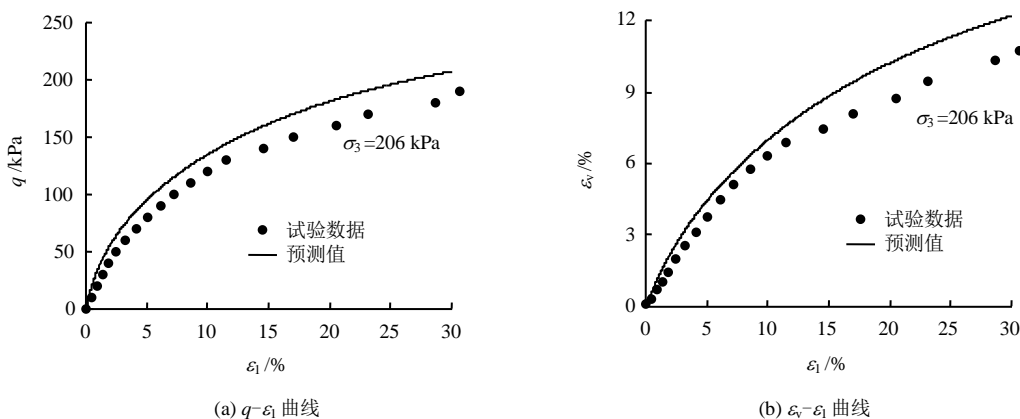


图 21 原状 Bangkok 黏土三轴排水剪切的试验结果与模型预测
Fig.21 Prediction and test data of natural Bangkok clay in drained shear tests

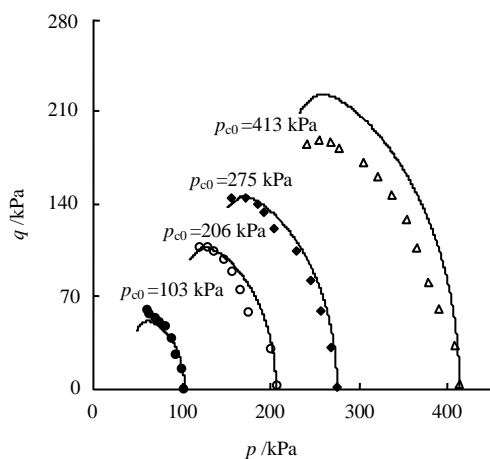


图 22 原状 Bangkok 黏土常规三轴压缩不排水剪切的试验结果与模型预测
Fig.22 Prediction and test data of natural Bangkok clay in undrained shear tests

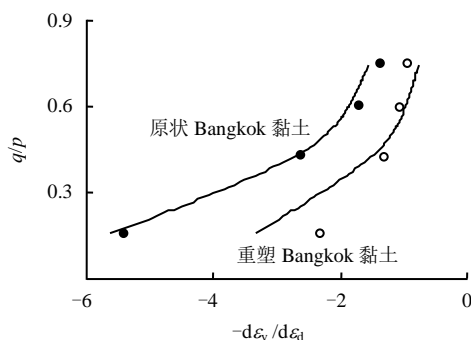


图 23 原状和重塑 Bangkok 黏土剪胀的试验结果与模型预测
Fig.23 Predictions and test data of dilatancy of natural and reconstituted Bangkok clay

5 结 论

在结构性土 UH 模型基础上, 通过将 $p-q$ 坐标中静态的 CSL 扩展为动态的 MCSL, 建立了胶结结构性土 UH 模型。该模型有如下特点:

- (1) 以 $p-q$ 坐标中屈服面左端点截距 ($-s$) 反映胶结。令其随加载而演化, 将胶结对本构关系的影响动态考虑进本构模型。
- (2) 模型曲线是连续光滑的, 可以反映结构性土剪切最终应力比, 随围压增加而减小, 并最终趋近于重塑土临界状态应力比的特性。
- (3) 模型可反映胶结对剪胀规律的影响。
- (4) 模型可合理模拟结构性土在等向压缩、三轴排水与不排水剪切中的变形特性。
- (5) 当结构性参数取 0 时, 所提模型自动退化为描述重塑土的 UH 模型, 并可进一步退化为描述正常固结土的剑桥模型。

参 考 文 献

- [1] 蒋明镜, 周卫, 刘静德, 等. 基于微观力学机制的各向异性结构性砂土的本构模型研究[J]. 岩土力学, 2016, 37(12): 3347—3355.
JIANG Ming-jing, ZHOU Wei, LIU Jing-de, et al. A constitutive model for anisotropic structured sandy soil based on micromechanical mechanism[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2016, 37(12): 3347—3355.
- [2] 臧濛, 孔令伟, 郭爱国. 静偏应力下湛江结构性黏土的动力特性[J]. 岩土力学, 2017, 38(1): 33—40.
ZANG Meng, KONG Ling-wei, GUO Ai-guo. Effects of static deviatoric stress on dynamic characteristics of Zhanjiang structured clay[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2017, 38(1): 33—40.
- [3] 沈珠江. 土体结构性的数学模型——21 世纪土力学的核心问题[J]. 岩土工程学报, 1996, 18(1): 95—97.
SHEN Zhu-jiang. Mathematical model for soil structure—The core topic of soil mechanics in the 21st century[J]. *Chinese Journal of Geotechnical*

- Engineering**, 1996, 18(1): 95—97.
- [4] 沈珠江. 结构性黏土的堆砌体模型[J]. 岩土力学, 2000, 21(1): 1—4.
SHEN Zhu-jiang. A masonry model for structured clays[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2000, 21(1): 1—4.
- [5] 谢定义, 齐吉琳, 张振中. 考虑土结构性的本构关系[J]. 土木工程学报, 2000, 33(4): 35—41.
XIE Di-yi, QI Ji-lin, ZHANG Zhen-zhong. A constitutive laws considering soil structural properties[J]. **China Civil Engineering Journal**, 2000, 33(4): 35—41.
- [6] 洪振舜, 立石义孝, 邓永峰. 强结构性天然沉积土的强度变形特性[J]. 岩土力学, 2004, 25(8): 1201—1204.
HONG Zhen-shun, TATEISHI Yoshitaka, DENG Yong-feng. Mechanical behavior of a strongly-structured natural sedimentary soil[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2004, 25(8): 1201—1204.
- [7] 刘恩龙, 沈珠江. 结构性土压缩曲线的数学模拟[J]. 岩土力学, 2006, 27(4): 615—620.
LIU En-long, SHEN Zhu-jiang. Modeling compression of structured soils[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2006, 27(4): 615—620.
- [8] 陈盼, 韦昌富, 李永和, 等. 结构性黏土的压缩变形特性[J]. 岩土力学, 2012, 33(2): 29—36.
CHEN Pan, WEI Chang-fu, LI Yong-he, et al. Compression deformation characteristics of structural clays[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2012, 33(2): 29—36.
- [9] LIU M D, CARTER J P. Modelling the destructuring of soil during virgin compression[J]. **Geotechnique**, 2000, 50(4): 479—483.
- [10] NAKAI T, SHAHIN H M, KIKUMOTO M, et al. A simple and unified one-dimensional model to describe various characteristics of soils[J]. **Soils and Foundations**, 2011, 51(6): 1129—1148.
- [11] 尹振宇. 天然软黏土的弹黏塑性本构模型: 进展及发展[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(9): 1357—1369.
YIN Zhen-yu. Elastic viscoplastic model for natural soft clay: review and development[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2011, 33(9): 1357—1369.
- [12] 王立忠, 沈恺伦. K_0 固结结构性软黏土的本构模型[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(4): 496—504.
WANG Li-zhong, SHEN Kai-lun. A constitutive model of consolidated structured soft clays[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2007, 29(4): 496—504.
- [13] ASAOKA A, NAKANO M, NODA T. Superloading yield surface concept for highly structured soil behavior[J]. **Soils and Foundations**, 2000, 40(2): 99—110.
- [14] ROUAINIA M, WOOD D M. A kinematic hardening constitutive model for natural clays with loss of structure[J]. **Geotechnique**, 2000, 50(2): 153—164.
- [15] 蒋明镜, 刘静德, 孙渝刚. 基于微观破损规律的结构性土本构模型[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(6): 1134—1139.
JIANG Ming-jing, LIU Jing-de, SUN Yu-gang. Constitutive model for structured soils based on microscopic damage law[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2013, 35(6): 1134—1139.
- [16] 黄茂松, 杨超, 崔玉军. 循环荷载下非饱和结构性土的边界面模型[J]. 岩土工程学报, 2009, 31(6): 817—823.
HUANG Mao-song, YANG Chao, CUI Yu-jun. Elasto-plastic bounding surface model for unsaturated soils under cyclic loading[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2009, 31(6): 817—823.
- [17] YAO Y P, HOU W, ZHOU A N. UH model: three-dimensional unified hardening model for overconsolidated clays[J]. **Geotechnique**, 2009, 59(5): 451—469.
- [18] YAO Y P, GAO Z W, ZHAO J D, et al. Modified UH model: constitutive modeling of overconsolidated clays based on a parabolic Hvorslev envelope[J]. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE**, 2012, 138(7): 860—868.
- [19] YAO Y P, YANG Y F, NIU L. UH model considering temperature effect[J]. **Science in China (Ser. E, Technological Sciences)**, 2011, 54(1): 190—202.
- [20] LUO T, YAO Y P, CHU J. Asymptotic state behaviour and its modeling for saturated sand[J]. **Science in China (Ser. E, Technological Sciences)**, 2009, 52(8): 2350—2358.
- [21] YAO Y P, KONG L M, HU J. An elasto-viscous-plastic model for overconsolidated clays[J]. **Science in China (Ser. E, Technological Sciences)**, 2013, 56(2): 441—457.
- [22] 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 Yang-ping, NIU Lei, CUI Wen-jie, et al. UH model for unsaturated soils[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2011, 33(6): 833—839.
- [23] YAO Y P, KONG Y X. Extended UH model:

- Three-dimensional unified hardening model for anisotropic clays[J]. **Journal of Engineering Mechanics, ASCE**, 2012, 138(7): 853—866.
- [24] 姚仰平, 万征, 秦振华. 动力 UH 模型及其有限元应用[J]. 力学学报, 2012, 44(1): 132—139.
- YAO Yang-ping, WAN Zheng, QIN Zhen-hua. Dynamic UH model for sands and its application in FEM[J]. **Chinese Journal of Theoretical and Applied Mechanics**, 2012, 44(1): 132—139.
- [25] 祝恩阳, 姚仰平. 结构性土 UH 模型[J]. 岩土力学, 2015, 36(11): 3101—3110.
- ZHU En-yang, YAO Yang-ping. A UH constitutive model for structured soils[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2015, 36(11): 3101—3110.
- [26] ZHU E Y, YAO Y P. Structured UH model for clays[J]. **Transportation Geotechnics**, 2015, 3: 68—79.
- [27] MITCHELL J K, SOGA K. Fundamental of soil behavior[M]. New Jersey: John Wiley & Son, Inc., 2005: 195—249.
- [28] 蒋明镜, 张伏光. 考虑胶结厚度影响的结构性砂土三维胶结接触模型[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(增刊 2): 1—9.
- JIANG Ming-jing, ZHANG Fu-guang. 3-D bond contact model for structured sand considering influence of bond thickness[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2013, 35(Supp. 2): 1—9.
- [29] LIU M D, CARTER J P, HORPIBULSUK S, et al. Modeling the behavior of cemented clay[C]//Site and Geomaterial Characterization: Proceedings of Sessions of GeoShanghai. Reston: [s. n.], 2006: 65—72.
- [30] 陈波, 孙德安, 金盼. 海相沉积软黏土的弹塑性本构模型研究[J]. 岩土力学, 2015, 36(3): 730—738.
- CHEN Bo, SUN De-an, JIN Pan. An elastoplastic constitutive model for marine sedimentary soft clays[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2015, 36(3): 730—738.
- [31] 刘鹏, 丁文其. 双对数压缩曲线在海积软土本构中的应用[J]. 上海交通大学学报, 50(11): 1706—1711.
- LIU Peng, DING Wen-qi. Application of Bi-logarithmic compression curves in modeling of marine soft soil[J]. **Journal of Shanghai Jiaotong University**, 50(11): 1706—1711.
- [32] NGUYEN L D, FATAHI B, KHABBAZ H. A constitutive model for cemented clays capturing cementation degradation[J]. **International Journal of Plasticity**, 2014, (56): 1—18.
- [33] ANAGNOSTOPOULOS A G, KALTEZIOTIS N, TSIAMBAOS G K, et al. Geotechnical properties of the Corinth canal marl[J]. **Geotechnical and Geological Engineering**, 1991, 9(5): 1—26.
- [34] BALASUBRAMANIAM A S, ZUE-MING H. Yielding of weathered Bangkok clay[J]. **Soils and Foundations**, 1980, 20(2): 1—15.
- [35] HORPIBULSUK S, MIURA N, BERGADO D T. Undrained shear behavior of cement admixed clay at high water content[J]. **Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering**, 2004, 130(10): 1096—1105.
- [36] ADACHI T, OKA F, HIRATA T, et al. Stress-strain behavior and yielding characteristics of Eastern Osaka clay[J]. **Soils and Foundations**, 1995, 35(3): 1—13.

上接第 111 页

- [22] 杨明显, 张旭, 谭显龙. 石壕煤矿煤与瓦斯突出因素分析及区域危险性预测[J]. 中国矿业, 2012, 21(11): 124—127.
- YANG Ming-xian, ZHANG Xu, TAN Xian-long. Risky region prediction and analysis about coal and gas outburst in Shihao coal mine[J]. **China Mining Magazine**, 2012, 21(11): 124—127.
- [23] 姜永东, 周维新, 梅世兴, 等. 比德煤矿地应力场测试及分布规律[J]. 矿业安全与环保, 2011, 38(1): 1—3.
- JIANG Yong-dong, ZHOU Wei-xin, MEI Shi-xing, et al. Ground stress test and distribution of Bide coal mine[J]. **Mining Safety & Environmental Protection**, 2011, 38(1): 1—3.
- [24] 王臣, 鲜学福, 周军平, 等. 含不同气体煤岩全应力-应变渗透特性试验研究[J]. 地下空间与工程学报, 2013, 9(3): 492—496.
- WANG Chen, XIAN Xue-fu, ZHOU Jun-ping, et al. Experimental study on permeability of coal during the complete stress-strain process with different gases[J]. **Chinese Journal of Underground Space and Engineering**, 2013, 9(3): 492—496.
- [25] 彭守建, 张超林, 梁永庆, 等. 抽采瓦斯过程中煤层瓦斯压力演化规律的物理模拟试验研究[J]. 煤炭学报, 2015, 40(3): 571—578.
- PENG Shou-jian, ZHANG Chao-lin, LIANG Yong-qing, et al. Physical simulation experiment on the evolution of gas pressure during CBM drainage[J]. **Journal of China Coal Society**, 2015, 40(3): 571—578.