

论文

结构性土的次塑性扰动状态模型

A hypoplasticity disturbed state model for structured soils

周成, 沈珠江, 陈生水, 陈铁林
(南京水利科学研究院 岩土工程研究所, 江苏 南京 210024)

摘要: 通过定义与应力偏转角 α 相关的归一化应力比 η , 引入扰动状态概念并基于次塑性理论, 按照由特殊(单调加载)到一般(复杂荷载)的思路建立了次塑性扰动状态弹塑性损伤模型, 用来描述单调及复杂荷载作用下结构性土的强度和变形特性。利用该模型对单调及循环荷载作用下结构性土的强度和变形特性进行了模拟, 并推导出相应的弹塑性损伤矩阵, 以便有限元分析使用。

关键词: 结构性土; 本构模型; 扰动状态; 结构破坏; 次塑性

中图分类号: TU 43 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2004)04-0435-04

作者简介: 周成(1970-), 男, 博士, 高级工程师, 从事土力学理论和岩土工程应用技术研究工作。曾在香港理工大学从事为期两年多(2001—2004)的RGC项目的研究工作。

ZHOU Cheng, SHEN Zhu-jiang, CHEN Sheng-shui, CHEN Tie-lin

(Dept of Geotechnical Engineering, Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210024, China)

Abstract: Normalized stress ratio η is defined related to stress turning angle α . Based on the disturbed state concept and hypoplasticity theory, the elastoplastic and damage model is developed by means of the method from simple loading to complex loading. The model could be used to describe the strength and deformation characteristic of structured soils under simple and complex loading. The corresponding elastoplastic and damage matrix is derived so that the model can be implemented into finite element code.

Key words: structured soil; constitutive model; disturbed state; destructuration or damage; hypoplasticity

0 前言*

绝大多数天然土体都具有一定的结构性, 这种结构性对土体的工程性质有着很大的影响, 因而近几年来, 人们开始加强对结构性模型的研究。Desai 曾针对重塑土的特性提出扰动状态模型^[1], 沈珠江则针对结构性土提出砌块体模型^[2]。此外, 沈珠江还建立了考虑砂土结构性的散粒体模型^[3]。Kavvasdas、Gajo、Rouainia 和 Liu 等^[4-8]分别在边界面模型的基础上, 建立了描述结构性土动力变形特性的模型。Shao 等^[9]利用扰动状态模型的思想, 提出了一个反映加卸荷变形特性的非线性损伤模型。周成等^[10]在砌块体模型的基础上建立了结构性土的边界面砌块体模型。另外还建立了考虑流变的结构性土模型^[11, 12]。在偏应力比空间中建立的次塑性模型可以反映土体在复杂应力路径下的弹塑性变形特性^[13-16], 因此本文在次塑性模型和扰动状态概念的基础上建立了描述结构性土动力变形特性的次塑性扰动状态模型。

1 次塑性扰动状态模型

1.1 扰动状态概念

扰动状态概念是以重塑土作为参照系建立的^[1, 9]。把结构性土假想为“相对完整”状态, 把重塑土作为“完全重塑”状态, 通过扰动状态函数来描述介于“相对完

整”和“完全重塑”两种参照状态之间, 即结构性逐步丧失的“中间状态”土体的变形特性。原来用复合体概念应力形式表示的扰动状态模型可以写成应变的形式:

$$d\epsilon_y = (1 - D')d\epsilon_y^I + D'd\epsilon_y^{II} + (dD')(\epsilon_y^{II} - \epsilon_y^I), \quad (1)$$

式中 ϵ_y 为“中间状态”土体的应变, ϵ_y^I 为“相对完整”状态土的应变, ϵ_y^{II} 为“完全重塑”状态土的应变, D' 为扰动状态函数, 类似于砌块体模型中的损伤比。如果把“相对完整”状态(状态I)选作“零状态”(此状态下土体结构性无破坏, ϵ_y^I 恒等于零), 则式(1)可写成

$$d\epsilon_y = D'd\epsilon_y^{II} + (dD')\epsilon_y^{II} = d(D'\epsilon_y^{II}). \quad (2)$$

式(2)实际上可改写成 $\epsilon_y = D'\epsilon_y^{II}$, 相当于把扰动状态函数定义为同一应力条件下“中间状态”土的应变与“完全重塑”状态土的应变的比值。如果用体应变表示, 则扰动状态函数的定义便等同于砌块体模型中损伤比的定义^[17, 18]。

从式(2)可以看出, “中间状态”土的变形可以通过扰动状态函数和“完全重塑”土的变形来描述。利用 $dD' = (\partial D'/\partial \epsilon_y^{II})d\epsilon_y^{II}$, 则式(2)可以写为

$$\begin{aligned} d\epsilon_y &= D'd\epsilon_y^{II} + \epsilon_y^{II}(\partial D'/\partial \epsilon_y^{II})d\epsilon_y^{II} \\ &= [D' + \epsilon_y^{II}(\partial D'/\partial \epsilon_y^{II})]d\epsilon_y^{II}, \end{aligned} \quad (3)$$

式(3)是式(1)的特殊形式。若利用式(2)从重塑土的

应变增量 $d\varepsilon_y^{\text{II}}$ 得到结构性土的应变增量 $d\varepsilon_y$, 则在利用重塑土的弹塑性矩阵来建立结构性土的弹塑性矩阵时, 需把 $(dD')\varepsilon_y^{\text{II}}$ 项作为初应变处理。直接在式(3)用 D_{qs} 代替 $[D' + \varepsilon_y^{\text{II}}(\partial D'/\partial \varepsilon_y^{\text{II}})]$, 通过从重塑土的应变增量 $d\varepsilon_y^{\text{II}}$ 得到结构性土的应变增量 $d\varepsilon_y$, 则可直接利用重塑土的弹塑性矩阵来得到结构性土的弹塑性矩阵。 D_{qs} 在表示对应压缩损伤的扰动状态函数时记为 D_c , 在表示对应剪切损伤的扰动状态函数时记为 D_s 。

结构性土的等向压缩和等球应力剪切试验研究已经发现结构性土的损伤可以分为压缩损伤和剪切损伤两种损伤机制^[18]。因此对于式(3), 可以把“中间状态”土的体应变和偏应变分别写为

$$\begin{aligned} d\varepsilon_v &= D_c d\varepsilon_v^{\text{II}}, \\ d\varepsilon_s &= D_s d\varepsilon_s^{\text{II}}. \end{aligned} \quad (4)$$

这里的 D_c 和 D_s 分别是对应压缩损伤和剪切损伤的扰动状态函数, 可以定义为

$$\begin{aligned} D_c &= D_u [1 - \exp(-b_1 \varepsilon_v^{\text{II}})], \\ D_s &= D_u [1 - \exp(-c_1 \varepsilon_s^{\text{II}})], \end{aligned} \quad (5)$$

式中 D_u, b_1, c_1 为常数。

1.2 次塑性扰动状态模型

(1) η 的定义

一个合理的模型应该既能反映单调荷载下的应力应变性状, 也能反映复杂荷载下的变形特点, 并且模型的参数应能通过常规试验确定。类似散粒体模型^[3], 本文首先在单调荷载条件下研究重塑土的应力应变性状, 然后利用次塑性理论推广到复杂荷载, 并同时结合扰动状态思想, 从而建立了次塑性扰动状态模型。需要说明的是, 本文的应力指的是有效应力。通过定义偏应力比张量 $\gamma_{ij} = s_{ij}/p$, 把应力增量 $d\sigma_{ij}$ 分解成 $p d\gamma_{ij}$ 和 $\sigma_{ij} dp/p$ 两部分, 以考虑应力应变特性在球应力分量和偏应力分量之间存在的交叉影响。首先定义 $\eta = \gamma_{ij} \alpha_{ij}$, α_{ij} 为与偏应力比增量矢量 $d\gamma_{ij}$ 同方向的矢量。在单调荷载下 $\eta = (\gamma_{ij} \gamma_{ij})^{1/2} = \sqrt{2/3} q/p$ 。

(2) 单调荷载下的应力应变关系

把应变分成四部分: 压缩引起的体积应变 ε_v 、剪切引起的体积应变 ε_s 、压缩引起偏应变 ε_c 和剪切引起的偏应变 ε_s ^[3]。在一维或等向压缩试验中

$$\begin{aligned} d\varepsilon_v &= \frac{0.434 C_c}{1 + e_0} \frac{dp}{p} = \frac{dp}{K_c} \quad \text{加荷}, \\ d\varepsilon_s &= \frac{0.434 C_s}{1 + e_0} \frac{dp}{p} = \frac{dp}{K_s} \quad \text{卸荷}, \end{aligned} \quad (6)$$

可通过 $\Delta \varepsilon_v = \Delta \varepsilon_s = 0, \Delta \varepsilon_c = \Delta \varepsilon_s = \Delta \varepsilon$, 得到由压缩引起的偏应变为

$$\begin{aligned} d\varepsilon_{sc} &= \frac{\eta}{\eta_0} \frac{dp}{K_c} \quad \text{加荷}, \\ d\varepsilon_{sc} &= \frac{\eta}{\eta_0} \frac{dp}{K_s} \quad \text{卸荷}, \end{aligned} \quad (7)$$

式中 η_0 为静止侧压力系数。在等球应力剪切中, 可以认为

$$\varepsilon_{ss} = \frac{a\eta}{\eta_0 - \eta} \quad (8)$$

式中 a 为初始剪切模量的倒数。 η_0 为破坏偏应力比, 可认为 η_0 随剪切过程中的孔隙挤密而线性增大, 即

$$d\eta_0 = c_f d\varepsilon_{ss}, \quad (9)$$

c_f 为 η_0 的增长系数。式(8)的增量形式为

$$d\varepsilon_{ss} = \frac{a}{(\eta_0 - \eta)^2} (\Delta \eta_0 - c_f \eta d\varepsilon_{ss}), \quad (10)$$

通过引入线性剪胀率

$$\frac{d\varepsilon_{ss}}{d\varepsilon_{ss}} = \frac{1}{\lambda} (\eta_0 - \eta), \quad (11)$$

λ 和 η_0 为剪胀参数。可以把式(10)整理为

$$d\varepsilon_{ss} = \frac{a}{g} d\eta, \quad (12)$$

从而

$$d\varepsilon_{ss} = \frac{a}{g} \frac{(\eta_0 - \eta)}{\lambda} d\eta, \quad (13)$$

这里 $g = \frac{(\eta_0 - \eta)^2}{\eta_0^2} + \frac{ac_f \eta}{\eta_0^2} \cdot \frac{\eta_0 - \eta}{\lambda}$ 。至此, 单调荷载下重塑土的应力应变关系可以写为

$$d\varepsilon_v = \frac{dp}{K_c} + \frac{a}{g} \frac{\eta_0 - \eta}{\lambda} d\eta, \quad (14a)$$

$$d\varepsilon_s = \frac{dp}{K_c} \frac{\eta}{\eta_0} + \frac{a}{g} d\eta. \quad (14b)$$

考虑到压缩参数 C_c 和剪切参数 a 均应随孔隙比的减小而减小, 因而建议 $C_c = C_{c0} \exp(-b_2 \varepsilon_v^p)$, $a = a_0 \exp(-c_2 \varepsilon_s^p)$ 。共有 $a, K_c, K_s, \lambda, c_f, \eta_0, \eta_0, \eta_0$ 8 个主要模型参数。

(3) 复杂荷载下的应力应变关系

为了把上述单调荷载下的应力应变关系推广到复杂荷载, 需定义 α_{ij} 的显式。 $\eta = \gamma_{ij} \alpha_{ij} = \|\gamma_{ij}\| \cos \alpha$, α 为当前偏应力比矢量 γ_{ij} 与偏应力比增量矢量 $d\gamma_{ij}$ 之间的夹角 (应力偏转角), $\cos \alpha = \sum_i [(\gamma_{ij}^n - \gamma_{j0}^n) d\gamma_{ij}^n] / [\sum_i (\gamma_{ij}^n - \gamma_{j0}^n)^2 \sum_i (d\gamma_{ij}^n)^2]^{0.5} (i \leq j)$, 式中 γ_{j0} 为初始偏应力比。为了保证复杂荷载下 η 为正, 取 α_{ij} 的每一个元素都等于 $\cos(\alpha/3)$, 故 $\eta = \|\gamma_{ij}\| \cos(\alpha/3)$ 恒大于 0。可以看出, 应力偏转角 α 是用 n 时刻的偏应力比及偏应力比增量定义的。 $\alpha = 0^\circ$ 单调比例加载, $90^\circ < \alpha < 180^\circ$ 卸载, $\alpha = 180^\circ$ 完全卸载, $\alpha = 90^\circ$ 中性变载, $0^\circ < \alpha < 90^\circ$ 应力路径偏转。

对 $\eta = \gamma_j \alpha_j$ 两边求导, 得 $d\eta = \alpha_j d\gamma_j + \gamma_j d\alpha_j$ 。在某一偏应力比 γ_j 及其增量 $d\gamma_j$ 对应的第 n 时刻只发生了一次应力偏转, 可认为在 n 时刻 $d\alpha_j = 0$, 从而 $d\eta = \alpha_j d\gamma_j$ 。至于 γ_{j0} 暂不考虑其运动硬化, 从而避免了使所引入的次塑性模型过于复杂^[17]。

先把单调荷载下的应力应变划分为似弹性及塑性两部分。认为前者源于颗粒的滚动或转动, 方向与应力增量的方向一致。后者不仅取决于颗粒的滑移变形, 还与颗粒的滚动或转动变形相关。于是复杂荷载下结构性土的应力应变关系可写成

$$d\epsilon^e = A' dp + Cw/(1-w)p\alpha_j d\gamma_j, \quad (15a)$$

$$d\epsilon_{ij}^e = B' dp n_{1ij} + Dw/(1-w)p n_{1ij} \alpha_{kl} d\gamma_{kl}, \quad (15b)$$

$$d\epsilon^p = AD_c p dp + CD_c p \alpha_j d\gamma_j, \quad (15c)$$

$$de_{ij}^p = BD_s p dp n_{2ij} + DD_s p n_{ij} \alpha_{kl} d\gamma_{kl}, \quad (15d)$$

式中 $A = 1/(pK_c')$, $B = \eta/(p\eta_0 K_c')$, $A' = 1/K_s$, $B' = \eta/(p\eta_0 K_s)$, $K_c' = K_c K_s/(K_s - K_c)$, $C = \alpha\beta_2(1-w)(\eta_l - \eta)/(gp\lambda)$, $D = a(1-w)(gp)$, $n_{1ij} = d\gamma_j/(d\gamma_j d\gamma_j)^{0.5}$, $n_{2ij} = \gamma_j/(\gamma_j \gamma_j)^{0.5}$, $n_{ij} = n_{2ij}/3 + 2n_{1ij}/3$, $g = (\eta_l - \eta)^2/\eta_l^2 + ac_f \eta(\eta_l - \eta)/(\eta_l^2 \lambda)$ 。 β_2 的引入是为了模拟土体的卸荷剪缩。 β_2 的取值为: $\alpha_j d\gamma_j \geq 0$ 时, $\beta_2 = 1$; $\alpha_j d\gamma_j < 0$ 且 $\eta < \eta_l$ 时, $\beta_2 = -1$ 。 w 为似弹性应变所占的比例, 类似散粒体模型^[3], 取 $w = g/2$ 。

(4) 孔隙水压力模型

在上述的次塑性扰动状态模型的推导过程中, 并没有象以前次塑性模型那样定义了 Macauley 符号 $\langle \cdot \rangle$ 。主要是考虑到在低于历史上最大应力值的球应力作用下, 土体由于结构性的存在仍然会有体应变或孔压的发生。另外一点则主要是因为以前的次塑性模型受到既有应变孔压模型 $\Delta u = E_w \Delta \epsilon_v$ 采用回弹模量的影响。汪闻韶曾把应变孔压模型写成 $\Delta u = E_c \Delta \epsilon_v$, 所采用的压缩模量比回弹模量更符合弹塑性理论的基本概念。沈珠江为了调和这种矛盾, 把应变孔压模型写成 $\Delta u = \frac{E_w}{b} \Delta \epsilon_{vd}$ 。在不排水条件下, $d\epsilon_v = d\epsilon_v^e + d\epsilon_v^p = 0$, $du = -dp$, 因而有

$$du = K_c \frac{\beta(\eta_l - \eta)}{\lambda} \frac{a}{g} \alpha_j d\gamma_j, \quad (16)$$

(5) 弹塑性损伤矩阵

式(15a), (15b) 可以简写为

$$d\epsilon^e = \frac{1}{3K} dp, \quad (17a)$$

$$de_{ij}^e = \frac{1}{2G} ds_{ij}, \quad (17b)$$

弹性矩阵为

$$D_{ijkl}^e = K \delta_{ij} \delta_{kl} + G \left[\delta_{ik} \delta_{jl} + \delta_{il} \delta_{jk} - \frac{2}{3} \delta_{ij} \delta_{kl} \right], \quad (18)$$

利用得 $d\epsilon_{ij}^p = \frac{1}{3} d\epsilon^p \delta_{ij} + de_{ij}^p$ 得

$$d\epsilon_{ij}^p = \frac{1}{3} \frac{dp D_c}{K_c'} \delta_{ij} + \frac{1}{3} \frac{aD_c(1-w)}{g} \frac{\beta_2(\eta_l - \eta)}{\lambda} d\eta \delta_{ij} + \frac{dD_s}{K_c'} \frac{\eta}{\eta_0} n_{2ij} + \frac{aD_s(1-w)}{g} n_{ij} d\eta. \quad (19)$$

再利用 $d\epsilon_{ij}^p = C_{ijkl}^p d\alpha_{kl}$, 从而给出塑性柔度矩阵 C_{ijkl}^p 的显式为

$$C_{ijkl}^p = \frac{D_c}{3K_c'} \delta_{ij} \frac{\partial p}{\partial \alpha_{kl}} + \frac{1}{3} \frac{aD_c(1-w)}{g} \frac{\beta_2(\eta_l - \eta)}{\lambda} \cdot \delta_{ij} \frac{\partial \eta}{\partial \alpha_{kl}} + \frac{D_s}{K_c'} \frac{\eta}{\eta_0} n_{2ij} \frac{\partial \eta}{\partial \alpha_{kl}} + \frac{aD_s}{g} (1-w) n_{ij} \frac{\partial \eta}{\partial \alpha_{kl}} = \left[\frac{D_c}{9} \delta_{ij} + \frac{\eta D_s}{3\eta_0} n_{2ij} \right] \frac{\delta_{kl}}{K_c'} + \left[\frac{D_c \beta_2(\eta_l - \eta)}{3\lambda} \delta_{ij} + D_s n_{ij} \right] \frac{a(1-w)}{g} \frac{\partial \eta}{\partial \alpha_{kl}}. \quad (20)$$

$$\text{利用} \quad d\epsilon_{ij}^e = D_{ijkl}^{e-1} d\alpha_{kl}, \quad (21a)$$

$$d\epsilon_{ij}^p = C_{ijkl}^p d\alpha_{kl}, \quad (21b)$$

$$d\epsilon_{ij} = D_{ijkl}^{ep-1} d\alpha_{kl}, \quad (21c)$$

$$d\epsilon_{ij}^e = d\epsilon_{ij} - d\epsilon_{ij}^p, \quad (21d)$$

可以写出

$$d\alpha_{ij} = (I_{ijmn} + D_{ijkl}^e C_{klmn}^p)^{-1} D_{mnkl}^e d\epsilon_{kl}. \quad (22)$$

从而弹塑性矩阵 D_{ijkl}^{ep} 为

$$D_{ijkl}^{ep} = (I_{ijmn} + D_{ijkl}^e C_{klmn}^p)^{-1} D_{mnkl}^e, \quad (23)$$

式中 I_{ijmn} 为四阶单位阵。也可以给出 D_{ijkl}^{ep} 的另一种张量表示形式:

$$D_{ijkl}^{ep} = D_{ijkl}^e - M_{ijkl}/H, \quad (24)$$

$$H = \left(\frac{1}{2G} + \bar{D} n_{ij} \alpha_j \right) \left(\frac{1}{K} + \bar{A} \right) - \bar{C} \left(\frac{1}{2G} + \bar{B} \right) n_{2ij} \alpha_j, \quad (25)$$

$$M_{ijkl} = 2G\bar{D} \left[\left(\frac{1}{K} + \bar{A} \right) n_{ij} \alpha_{kl} - \left(\frac{1}{2G} + \bar{B} \right) \cdot (n_{2ij} \alpha_j) n_{ij} \delta_{kl} \right] + \bar{C}K \left[\left(\frac{1}{K} + \bar{A} \right) \delta_{ij} \alpha_{kl} - \left(\frac{1}{2G} + \bar{B} \right) (n_{2ij} \alpha_j) \delta_{ij} \delta_{kl} \right] - 2G\bar{B} \left[\bar{C} n_{2ij} \alpha_{kl} - \left(\frac{1}{2G} + \bar{D} n_{ij} \alpha_j \right) n_{2ij} \delta_{kl} \right] - \bar{A}K \left[\bar{C} \delta_{ij} \alpha_{kl} - \left(\frac{1}{2G} + \bar{D} n_{ij} \alpha_j \right) \delta_{ij} \delta_{kl} \right], \quad (26)$$

$$\text{式中} \quad \bar{A} = \frac{D_c}{pK_c'}, \bar{B} = \frac{\eta D_s}{p\eta_0 K_c'}, \bar{C} = \frac{aD_c(1-w)}{gp} \cdot \frac{\beta_2(\eta_l - \eta)}{\lambda}, \bar{D} = \frac{aD_s(1-w)}{gp}.$$

2 模型的验证

图1是次塑性扰动状态模型对结构性土在100 kPa固结压力下的排水及不排水三轴剪切的算例模拟。所选用的参数为: $C_{\phi 0} = 0.15$, $a_0 = 0.043$, $b_2 =$

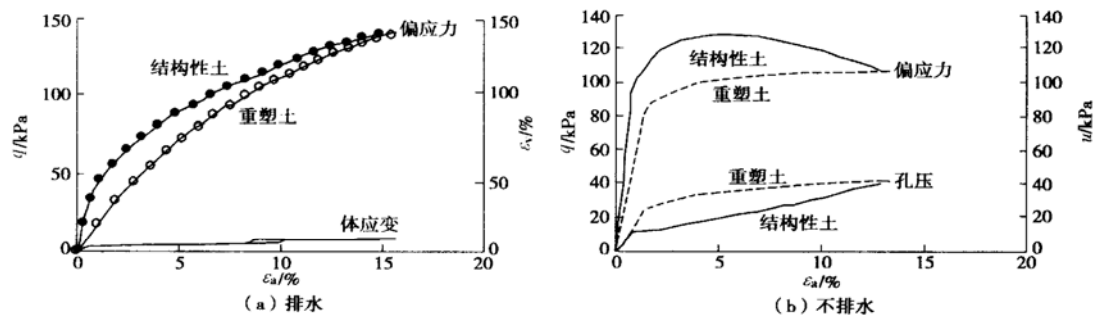


图 1 次塑性扰动状态模型对三轴压缩曲线模拟

Fig. 1 Simulation on triaxial compression with the hypoplasticity disturbed state model

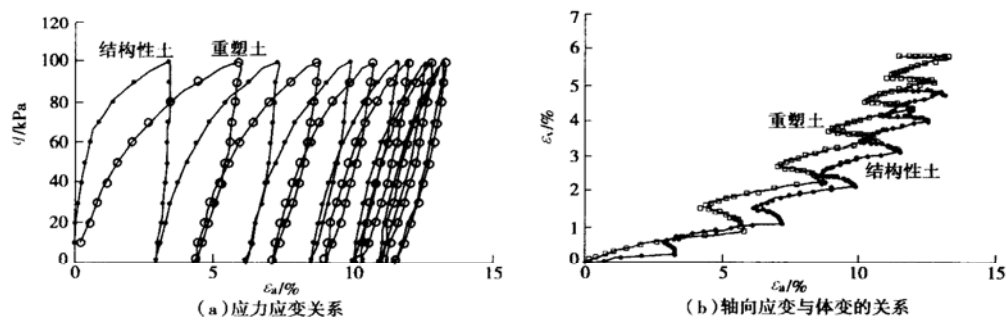


图 2 次塑性扰动状态模型对卸荷剪缩的模拟

Fig. 2 Simulation on unloading shear contraction with the hypoplasticity disturbed state model

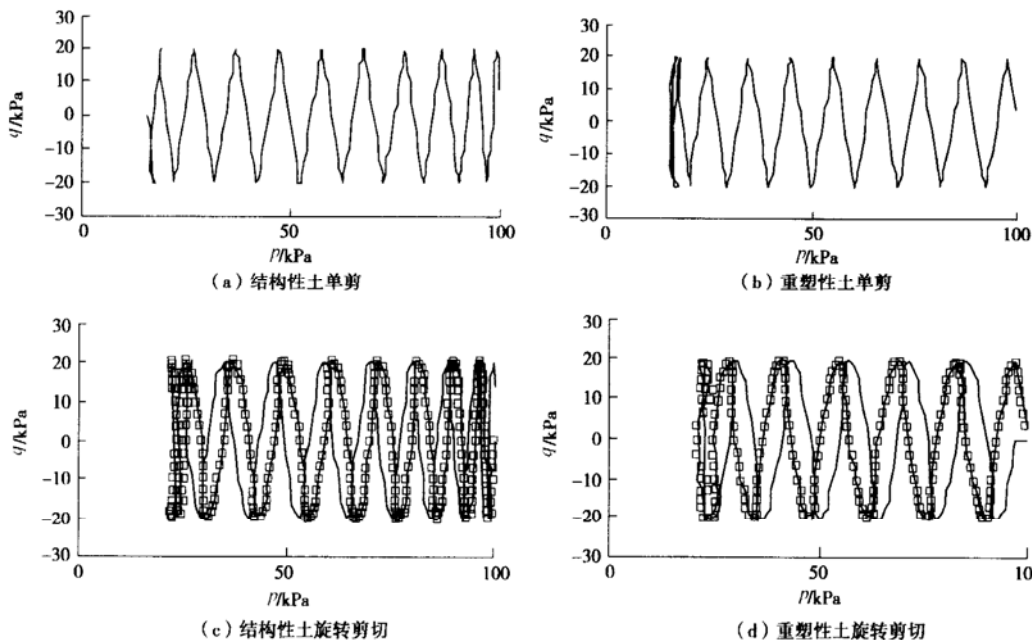


图 3 次塑性扰动状态模型对不排水单剪及旋转剪切的模拟

Fig. 3 Simulation on undrained simple shear and torsional shear with hypoplasticity disturbed state model

2, $c_2 = 1.5$, $c_f = 1.5$, $\lambda = 0.6$, $\eta_l = 0.68$, $\eta_k = 0.98$, $b_1 = 40$, $c_1 = 60$ 。从图 1 可以看出,在单调荷载作用下,结构性土在初始阶段比重塑土具有更高的抗剪强度,随着结构的渐近破坏,结构性土逐渐趋向于重塑土的应力应变特性。

图 2 是对次塑性扰动状态模型关于结构性土在 100 kPa 的常围压下卸荷剪缩特性的数值模拟结果。所选用的参数为: $C_{d0} = 0.12$, $a_0 = 0.033$, $b_2 = 1.5$, $c_2 = 2$, $c_f = 1.5$, $\lambda = 0.8$, $\eta_l = 0.78$, $\eta_k = 0.78$, $\eta_0 = 0.65$, $b_1 = 30$, $c_1 = 20$ 。从图 2 可以看出,在加荷一卸

荷一再加荷的循环过程中,结构性土的初始强度和变形模量都比重塑土高,卸荷剪缩的幅值也要小得多。但随着循环次数的增加与结构性的破坏,结构性土与重塑土的强度和变形差异越来越小,结构性土逐渐趋向于重塑土的变形特征。

图3是次塑性扰动状态模型对结构性土和重塑土关于不排水单向剪切和旋转剪切情况的模拟结果。旋转单剪是指在两个水平方向同时施加相位相差 90° 的正弦剪应力。调整两个剪切分量的大小,可以得到圆形或椭圆形的加载路径。值得注意的是,在各向同性正应力条件下,圆形剪切路径是典型的旋转剪切。为此设置相位相差 90° 的双向峰值等于20 kPa的正弦剪应力及一个单向峰值等于20 kPa的正弦剪应力来研究加载路径对100 kPa固结压力作用下结构性土和重塑土应力应变特性的影响。所选取的参数为: $C_{\phi} = 0.15$, $a_0 = 0.033$, $b_2 = 1.5$, $c_2 = 2.0$, $c_f = 1.5$, $\lambda = 1.2$, $\eta_1 = 0.94$, $\eta_k = 1.34$, $\eta_0 = 0.5$, $b_1 = 40$, $c_1 = 50$ 。从图3可以看出,在趋近剪胀线之前,孔隙压力在旋转剪切条件下发展的速率明显高于单向剪切条件下发展的速率。无论是旋转剪切,还是单向剪切,结构性土的孔隙压力发展速率明显低于重塑土的发展速率。

3 结 语

本文通过引入扰动状态概念并基于次塑性理论建立了次塑性扰动状态弹塑性损伤模型,用来描述单调及复杂荷载作用下结构性土的强度和变形特性。通过对模型的分析可以看出,它可以退化为重塑土的边界面次塑性模型。该模型能很好地反映单调及循环荷载作用下结构性土的强度和变形特性。在次塑性扰动状态弹塑性损伤模型中定义与应力偏转角 α 相关的归一化应力比 η ,不仅给出了次生各向异性的塑性模量场,而且得到了加卸荷矢量函数 α_k 。这样,在把模型从单调荷载推广到复杂荷载时只需规定塑性应变的方向。 α_k 张量的引入,使得按照由特殊(单调加载)到一般(复杂荷载)的思路建立的本文的模型,不论从数学推导,还是模型本身的物理意义的诠释,都有着很大的参考价值。

参考文献:

- [1] Desai C S. Mechanics of materials and interfaces—the disturbed state concept[M]. CRC press, 2001.
- [2] 沈珠江. 结构性粘土的堆砌体模型[J]. 岩土力学, 2000, **21** (1): 1–4.
- [3] Shen Z J. A granular medium model for liquefaction analysis of

sands[J]. 岩土工程学报, 1999, **21**(6): 742–748.

- [4] Kavvadas M, Amorosi A. A constitutive model for structured soil[J]. Geotechnique, 2000, **50**(3): 263–273.
- [5] Gajo A, Wood D M. A new approach to anisotropic, bounding surface plasticity: general formulation and simulations of natural and reconstituted clay behaviour[J]. Int J Numer Anal Meth Geomech. 2001. **25**: 207–241.
- [6] Rouainia M, Wood D M. A kinematic hardening constitutive model for natural clays with loss of structure[J]. Geotechnique, 2000, **50**(2): 153–164.
- [7] Liu M D, Carter J P. A structured Cam Clay model[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2002, **39**: 1313–1332.
- [8] Liu M D, Carter J P, Desai C S, et al. Analysis of the compression of structured soils using the disturbed state concept[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2000, **24**: 723–735.
- [9] Shao C, Desai C S. Implementation of DSC model and application for analysis of field pile tests under cyclic loading[J]. Int J Numer Anal Meth Geomech, 2000, **24**: 601–624.
- [10] 周成, 沈珠江, 陈铁林, 等. 结构性粘土的边界面砌块体模型[J]. 岩土力学, 2003, **24**(3): 317–321.
- [11] Zhou C, Yin J H, Chen T L, et al. Elastic viscoplastic and damaging analysis for structured soil[A]. In: Lee et al, eds. Soft Soil Engineering, the 3rd International Conference of Soft Soil Engineering[C]. Hong Kong: Swets & Zeitlinger, 2001. 655–661.
- [12] Zhou C, Chen T L, Chen S S, et al. Masonry damage theory and 3-D EDVP model for natural structured clay[A]. Geotechnical Engineering in Soft Ground, Proceeding of the Regional Conference on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground[C]. Shanghai: Tongji University Press, 2001. 500–505.
- [13] 沈珠江. 理论土力学[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2000.
- [14] Wang Z L, Dafalias Y F, Shen C K. Bounding surface hypoplasticity model for sands[J]. J Engng Mech, ASCE, 1990, **116** (5): 983–1001.
- [15] 陈生水, 沈珠江, 郦能惠. 复杂应力路径下无粘性土的弹塑性数值模拟[J]. 岩土工程学报, 1995, **17**(2): 20–28.
- [16] Zhou C, Shen Z J, Chen S S, et al. Elastoplastic analysis for structured soils under complex loading[A]. In: Adachi, Fukue, eds. Clay Science for Engineering[C]. Rotterdam: Balkema, 2001. 459–466.
- [17] 周成, 沈珠江, 郦能惠, 等. 结构性土模型及固液耦合弹塑性损伤动力分析[J]. 水利水运工程学报, 2003, (3): 1–6.
- [18] 周成. 结构性土的本构描述与数值模拟[D]. 南京: 南京水利科学研究所土工研究所, 2002.