

文章编号: 1000-7598-(2006) 07-1056-05

多因素作用下天然土体渐进破坏强度解析

周 成^{1,2}, 谢和平², 殷建华³

(1.南京水利科学研究院 水利部水科学与水工程重点实验室, 南京 210029; 2.四川大学, 成都 610065; 3.香港理工大学, 香港)

摘 要:天然沉积土体一般都具有结构性和初始各向异性。在复杂的应力路径的作用下,天然结构性土体的强度与变形一般与重塑土不同。由于结构性、初始各向异性和复杂的应力路径的共同影响,往往使极限状态设计如何确定天然土体渐进破坏的强度及参数变得复杂而困难。给出了关于各向异性的天然结构性土体渐进破坏的归一化不排水抗剪强度的解析表达式,并研究了天然结构性土体渐进破坏的归一化不排水抗剪强度与各向异性和应力路径等因素的相关性。

关 键 词:天然土体; 结构性; 渐进破坏; 各向异性; 应力路径; 强度

中图分类号: TU 473; TB 115

文献标识码: A

Analytical solution to progressive destructive strength of natural soils in consideration of multiple factors

ZHOU Cheng^{1,2}, XIE He-ping², YIN Jian-hua³

(1.Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210029, China; 2.Sichuan University, Chengdu 610065, China;

3.The Hong Kong Polytechnic University, Hong Kong, China)

Abstract: Natural soils usually exhibit initial structure and anisotropy. The strength and deformation of natural soils normally differ from those of the remoulded soils under complex stress path. The mutual effects of the structure, initial anisotropy and complex stress path make it complicated and difficult to determine the progressive destructive strength and parameters of natural soils. The analytical solution to the progressive destructive normalized undrained strength of anisotropic natural soils is derived. The dependency of the progressive destructive normalized undrained strength of natural soils on the initial anisotropy, progressive destruction ratio and stress path is investigated.

Key words: natural soil; structure; progressive destruction; anisotropy; stress path; strength

1 前 言

天然沉积土体一般都具有结构性和初始各向异性,在复杂的应力路径的作用下天然结构性土体的强度和变形一般与重塑土不同。自然界尤其是天然沉积的土体是由许多颗粒在相对静水中沉积而成,由此导致一个 K_0 固结过程。天然土体的材料特性,诸如硬度、强度和水力特性在竖直和水平方向不尽相同,但在水平方向基本表现为常量,这就是所谓的横观各向同性或正交各向异性。复杂的加载及边界条件下不同应力路径的作用也会引起天然土体的各向异性变形特征。另外,海水的波浪荷载和在海洋沉积土上的建筑物荷载都会引起天然土体中主应

力大小及方向的变化。外荷引起的天然土体的应力和应变在主应力从沉积方向发生偏转后必然会产生改变,并由此影响天然土体的强度。

人们普遍认为,要想准确预测建筑物的早期及工后沉降,必须在计算中充分考虑天然土体的各向异性以及与应力路径相关的结构渐进破坏的黏弹塑性变形特点。Bjerrum^[1]认为,在试验中应尽力使土样接近原状 K_0 固结未扰动的应力条件,以使试验结果能够更准确、更可靠地反映现场天然土体的强度和变形特性。一般认为本构模型的研究也应当基于这样的考虑。目前基于 K_0 固结的三轴和一般应力条件下,关于天然土体弹黏塑性的应力应变特性的试验和本构模型及理论研究非常有限,大多数关于土

收稿日期: 2004-12-22

修改稿收到日期: 2005-04-03

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(No.50409009); 水利部 948 技术创新与推广基金资助项目(No.CT200514); 香港理工大学与大学资助委员会 RGC 资助项目(No.PolyU 5041/01E)。

作者简介: 周成,男,1970年生,博士,高工,主要从事土力学理论与岩土工程技术应用研究工作。E-mail:czhou1970nj@hotmail.com

体黏弹塑性变形特性的研究都是利用等向固结的重塑土样进行的。基于 K_0 固结和一般应力条件下关于天然土体渐进破损的黏弹塑性应力应变特性的试验、本构模型和理论研究非常有限。

近 30 多年来涌现了许多考虑各向异性土体的本构模型, 大家也都认识到理想的各向异性模型应该能够描述土体的各向异性的弹性变形和塑性屈服过程, 而且还能够考虑主应力轴的旋转效应。遗憾的是, 由于天然土体的各向异性特征不易描述, 也不易于用现场试验的结果来确定, 因而目前能成功应用于岩土工程设计的各向异性的本构模型和理论尚不多见, 人们往往假定天然土体在弹性变形阶段是均匀各向同性的, 而只修正塑性屈服面来描述各向同性及各向异性的屈服过程。许多研究针对修正剑桥模型展开, 并已成功应用于三轴初始各向同性固结的土体, 例如, Wood^[2]建议把 Mohr-Coulomb 破坏准则结合到修正剑桥模型中; Wroth^[3]结合 Matsuoka 破坏准则和 Mohr-Coulomb 准则定义内摩擦角, 应用修正剑桥模型来模拟分析平面应变试验, 虽然这样考虑了应力引起的各向异性对变形与破坏强度的影响, 但还不能准确地考虑应力路径的影响。天然土体大多具有结构性, 且在 K_0 条件下完成不等向固结过程, 大多数的沉积土都具有初始各向异性性状, 现场复杂的加载及边界条件也使得应力路径往往不同于三轴试验的应力路径, 因此许多模型和理论应用于工程实践的广泛适应性, 还需要仔细验证。结构性、初始各向异性和复杂的应力路径的共同影响往往使极限状态设计中如何确定天然土体渐进破损的强度及参数变得复杂而困难, 为此本文给出各向异性天然结构性土的黏弹塑性模型, 并利用其黏塑性流动面函数, 推导出关于天然土体渐进破损的归一化不排水强度的解析表达式, 同时研究了天然土体渐进破损的归一化不排水强度与各向异性、应力路径等因素的相关性。

2 各向异性天然结构性土的黏弹塑性模型

为了描述天然土体渐进破损的变形特性, 本文首先介绍一个考虑结构性、初始各向异性和应力路径的黏弹塑性模型:

$$\Delta \varepsilon_{ij} = \Delta \varepsilon_{ij}^e + \Delta \varepsilon_{ij}^{vp} = \left(\frac{1}{2G} \Delta \sigma_{ij} + \frac{\kappa}{3V} \frac{\Delta p'}{p'} \delta_{ij} \right) + A_{vp} \frac{\partial Q}{\partial \sigma'_{ij}} \frac{\partial Q}{\partial \sigma'_{kl}} \Delta \sigma'_{kl} \quad (1)$$

式中 $\Delta \varepsilon_{ij}$ 、 $\Delta \varepsilon_{ij}^e$ 、 $\Delta \varepsilon_{ij}^{vp}$ 、 $\Delta \sigma'_{ij}$ 和 $\Delta \sigma_{ij}$ ($i=1, 2, 3; j=1,$

2, 3) 分别为总应变增量、弹性应变增量、黏塑性应变增量、有效应力增量和偏应力增量; A_{vp} 为黏塑性应变因子; Q 为黏塑性流动面, $\partial Q / \partial \sigma'_{ij}$ 规定了黏塑性应变的方向; σ'_{ij} 和 p' 分别为有效应力和球应力; κ 、 G 为弹性模型参数; $V=1+e_0$ 为初始比容。

下面介绍一下黏塑性应变因子 A_{vp} 的求法。黏塑性体应变为

$$\varepsilon_{vK_0}^{vp} = \varepsilon_{v,K_0,0}^r + \frac{\lambda - \kappa}{V} \ln \frac{\mu p'_{K_0}}{p'_{K_0,0}} + \frac{\psi_0}{V} \ln \frac{t_0 + t_e}{t_0} \quad (2)$$

式中 ψ_0/V 、 t_0 为通过 K_0 固结仪流变试验得到的模型参数; t_e 为等效时间; λ/V 、 $p'_{K_0,0}$ 、 $\varepsilon_{vK_0,0}^r$ 分别为用于定义模型中参照时间线倾角和位置的参数; κ/V 为定义瞬态时间线倾角的参数^[4], μ ($1 \leq \mu \leq \mu_0$) 为天然土体结构性强弱的表征值。Saihi 等^[5]报道三轴试验中大的应变值时超固结原状土的临界状态线位于重塑土的上方, 为了考虑结构性土的破损变形, 引入 $\mu p'_{K_0}$ 代替 p'_{K_0} 用来考虑结构性。值得注意的是, 流变不可能随时间无限制地发展, 因此 $\varepsilon_{vK_0}^{vp}$ 的值要小于或等于一个极限值 $\varepsilon_{vK_0,l}^{vp}$ 。根据临界状态理论, 在临界状态即使偏应变无限发展, 仍然会存在一个有限的、接近恒值的黏塑性体应变。利用式 (2) 可以得到等效时间:

$$t_e = -t_0 + t_0 \exp \left\{ \left[\varepsilon_{vK_0}^{vp} - \varepsilon_{v,K_0,0}^r - \frac{\lambda - \kappa}{V} \ln \frac{\mu p'_{K_0}}{p'_{K_0,0}} \right] \frac{V}{\psi_0} \right\} \quad (3)$$

对式 (2) 关于 p'_{K_0} 和 t_e 求偏导, 并把式 (3) 代入后整理可得:

$$\Delta \varepsilon_{v,K_0}^{vp} = \frac{\lambda - \kappa}{V} \frac{\Delta(\mu p'_{K_0})}{\mu p'_{K_0}} + \gamma_0 \exp \left\{ \left[\varepsilon_{v,K_0,0}^r + \frac{\lambda - \kappa}{V} \ln \frac{\mu p'_{K_0}}{p'_{K_0,0}} - \varepsilon_{vK_0}^{vp} \right] \frac{V}{\psi_0} \right\} \Delta t_e \quad (4)$$

其中 $\gamma_0 = \frac{\psi_0}{V t_0}$ 。再利用式 (1) 中 $\Delta \varepsilon_{ij}^{vp} = A_{vp} \frac{\partial Q}{\partial \sigma'_{ij}}$ 。

$\frac{\partial Q}{\partial \sigma'_{kl}} \Delta \sigma'_{kl}$ 和式 (4) 以及黏塑性流动面 Q 为黏塑性体应变增量的等值面的假定, 可得:

$$A_{vp} = \frac{\lambda - \kappa}{V} \frac{1}{(\mu p'_{K_0})} \frac{\partial Q}{\partial p'} + \gamma_0 \exp \left[\left(\varepsilon_{vK_0,0}^r + \frac{\lambda - \kappa}{V} \ln \frac{\mu p'_{K_0}}{p'_{K_0,0}} - \varepsilon_{vK_0}^{vp} \right) \frac{V}{\psi_0} \right] \frac{\Delta t_e}{\Delta(\mu p'_{K_0})} \frac{\partial Q}{\partial p'} \quad (5)$$

利用下面即将给出的流动面函数, 式(5)中的 $\Delta p'_{K_0}$ 可以用 $\Delta p'$ 、 Δq 、 p' 和 q 表示, 也可以理解为式(5)考虑了结构渐进破损过程中与荷载增量 ($\Delta p'$ 和 Δq) 相关的结构体或破损体的转动、与荷载总量 (p' 和 q) 相关的结构体或破损体的滑移以及时间效应。式(1)、式(4)和式(5)构成了各向异性结构性土的黏弹塑性本构方程, 式(5)中 $\varepsilon_{vK_0}^{vp}$ 为实际累积黏塑性体应变, 它实际上担当了类似于剑桥模型中硬化参数的作用。值得注意的是, $\varepsilon_{vK_0}^{vp}$ 可以利用式(4)由初始值逐步累积求得, 其值小于或等于 $\varepsilon_{vK_0}^{vp}$, 以便描述流变随时间渐进终止的变形特性; $\varepsilon_{vK_0}^{vp}$ 为 K_0 压缩条件下的极限黏塑性体应变^[4], $\varepsilon_{vK_0}^{vp} \approx (0.5 \sim 0.9) \frac{e_0}{1+e_0}$ 。

以下选择合适的流动面函数和屈服破坏准则, 以考虑初始各向异性和应力路径的影响。曾有人对世界范围内 40 多种天然黏土进行了研究, 发现土体的屈服面都表现出强烈的各向异性。Dafalias^[6], Wheeler 等^[7]在他们的弹塑性模型中建议了一个非对称的塑性势面函数 P 来描述各向异性,

$$P = \frac{(q - \alpha p')^2}{M^2} - \frac{(M^2 - \alpha^2)}{M^2} (p'_m - p') p' = 0 \quad (6)$$

Zhou^[4]针对天然海洋土体, 采用一个沿着 p' - q 面上 α_{K_0} 线的非对称椭圆黏塑性流动面函数来模拟 K_0 固结海洋黏土黏塑性的各向异性应力应变特性。引入 α_{K_0} 是为了定义黏塑性流动面 Q 的初始倾角以考虑初始各向异性, $\alpha_{K_0} = \frac{3(1-K_0)}{1+2K_0}$ 。现在为了考虑

结构性土的渐进破损强度与变形, 除了式(2)引入的 $\mu p'_{K_0}$ 外, 同时引入破损变量 D 以及无破损状态和完全破损状态下的临界状态强度比 $\mu_0 = \frac{M_0}{M_1}$, 其中

$$D = 1 - \exp\left(\frac{-a\varepsilon_s^{vp}}{\lambda - \kappa}\right), \quad a \text{ 为定义损伤变量的模型参数;}$$

$$\mu = 1 + (\mu_0 - 1) \exp\left(\frac{-a\varepsilon_s^{vp}}{\lambda - \kappa}\right) \text{ 或 } \mu = 1 + (1 - D)(\mu_0 - 1),$$

并且 $M = M_0 - D(M_0 - M_1)$ 。

新定义的黏塑性流动面 Q 函数为

$$Q = \frac{(q - \alpha_{K_0} p')^2}{M^2} - \frac{(M^2 - \alpha_{K_0}^2)}{M^2} (\mu p'_{K_0} - p') p' = 0 \quad (7)$$

式中 $M = 6 \sin \phi' / (3 - \sin \phi')$ 为 η 的临界状态值 $\eta = q / p'$, $q = (3/2 s_{ij} s_{ij})^{1/2}$; 偏应力 $s_{ij} = \sigma'_{ij} - p' \delta_{ij}$, σ'_{ij} 为有效应力张量, $p' = \sigma'_{kk} / 3$ 为平均有效应力, δ_{ij} 为 Kronecker delta 变量。为了可以考虑加荷路径和一般应力条件, 模型一般应用 Mises 屈服破坏准则、

Mohr-Coulomb 屈服破坏准则、Matsuoka 屈服破坏准则或 Lade 屈服破坏准则, 建立在三维应力空间。如果采用显式形函数 $g(\phi', \theta)$ 的形式, 非对称的黏塑性流动面函数 Q 可以写成

$$Q = \frac{(q - \alpha_{K_0} p')^2}{M^2} - \left[\frac{M^2 g(\phi', \theta)^2 - \alpha_{K_0}^2}{M^2} \right] (\mu p'_{K_0} - p') p' = 0 \quad (8)$$

但有些破坏准则难以直接给出 $g(\phi', \theta)$ 的显式表达式, 在这种情况下也可以采用以 $M(\phi', \theta)$ 代替 $Mg(\phi', \theta)$ 的方法。例如, 把 $\sigma'_2 = \sigma'_1(1 + \sqrt{3} \tan \theta) / 2 + \sigma'_3(1 - \sqrt{3} \tan \theta) / 2$ 代入 Matsuoka 屈服破坏准则:

$$\frac{1}{2\sqrt{2}} \sqrt{\frac{(\sigma'_1 - \sigma'_3)^2}{\sigma'_1 \sigma'_3} + \frac{(\sigma'_1 - \sigma'_2)^2}{\sigma'_1 \sigma'_2} + \frac{(\sigma'_2 - \sigma'_3)^2}{\sigma'_2 \sigma'_3}} = \tan \phi' \quad (9)$$

Lade 屈服破坏准则:

$$\frac{\sigma'_1 \sigma'_2 \sigma'_3}{(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)^3} = \frac{27(1 - \sin \phi') \cos^2 \phi'}{(3 - \sin \phi')^3} \quad (10)$$

或文[4]建议的屈服破坏准则:

$$\left\{ \frac{1}{2} \left[\left(\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3} \right)^n + \left(\frac{\sigma'_1 - \sigma'_2}{\sigma'_1 + \sigma'_2} \right)^n + \left(\frac{\sigma'_2 - \sigma'_3}{\sigma'_2 + \sigma'_3} \right)^n \right] \right\}^{\frac{1}{n}} = \sin \phi' \quad (11)$$

求出破坏状态下的 σ'_3 / σ'_1 值后, 便可得到不同 Lode 角 θ 时的临界状态强度比:

$$M(\phi', \theta) = \frac{3\sqrt{1+3\tan^2\theta}(1-\sigma'_3/\sigma'_1)}{(3+\sqrt{3}\tan\theta)+(3-\sqrt{3}\tan\theta)\sigma'_3/\sigma'_1} \quad (12)$$

3 各向异性天然结构性土的渐进破损强度解析

不排水强度的率相关性可以用黏弹塑性模型反映。如果暂且不考虑引入 $\mu p'_{K_0}$ 的率相关效应以描述不排水强度的率相关性, 基于 Potts 和 Zdravkovic^[8]的思路, 可以得到天然土体渐进破损状态下考虑初始各向异性和应力路径等多种因素的不排水强度 S_u 的表达式。首先有

$$S_u = \sqrt{3} q_{ds} \cos \theta \quad (13)$$

这里下标 'ds' 表示破损状态 (destruction state)。

由图 1 可得:

$$\frac{\mu p'_{K_0}}{p'} = \left(\frac{\mu p'_{K_0}}{p'_u} \right)^{\frac{\lambda}{k}} \quad (14)$$

式中 $p' = \frac{1+2K_0^{OC}}{3} \sigma'_{vi}$; K_0^{OC} 为现有静止土压力系

数; σ'_{vi} 为现场初始有效应力。

定义 $OCR = \sigma'_{v, \max} / \sigma'_{vi}$, $\sigma'_{v, \max}$ 为土体单元历史上曾受到的最大应力, 从而有

$$\sigma'_{hi} = K_0^{oc} \sigma'_{vi} \quad (15)$$

$$\sigma'_{v, \max} = (OCR) \sigma'_{vi} \quad (16)$$

$$\sigma'_{h, \max} = K_0^{NC} \sigma'_{v, \max} \quad (17)$$

式中 K_0^{NC} 为正常固结状态下的静止土压力系数。

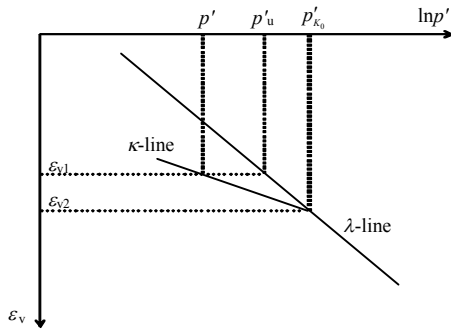


图 1 初始固结与回弹曲线

Fig.1 Virgin consolidation and swelling lines

利用式 (16) 和式 (17) 可以得到 q_i 和 p'_i :

$$\left. \begin{aligned} q_i &= (1 - K_0^{NC})(OCR) \sigma'_{vi}; \\ p'_i &= \frac{1 + 2K_0^{NC}}{3} (OCR) \sigma'_{vi} \end{aligned} \right\} \quad (18)$$

由于与 $\sigma'_{v, \max}$ 、 $\sigma'_{h, \max}$ 、 q_i 和 p'_i 相关的应力状态为正常固结状态, 利用式 (8) 可得到:

$$\mu p'_{K_0} = p'_i + \frac{(q_i - \alpha_{K_0} p'_i)^2}{p'_i [M^2(\phi', \theta) - \alpha_{K_0}^2]} \quad (19)$$

将式 (18) 代入式 (19) 可得:

$$\mu p'_{K_0} = (OCR) \sigma'_{vi} \cdot \left\{ \frac{1 + 2K_0^{NC}}{3} + \frac{3 \left[1 - K_0^{NC} - \frac{\alpha_{K_0} (1 + 2K_0^{NC})}{3} \right]^2}{(1 + 2K_0^{NC}) [M^2(\phi', \theta) - \alpha_{K_0}^2]} \right\} \quad (20)$$

利用式 (14) 可得到:

$$p'_u = \mu p'_{K_0} \left(\frac{p'_i}{\mu p'_{K_0}} \right)^{\frac{k}{\lambda}} = \mu (OCR) \sigma'_{vi} \left\{ \frac{1 + 2K_0^{NC}}{3} + \frac{3A^2}{B} \right\} \cdot \left\{ \frac{1 + 2K_0^{NC}}{OCR(1 + 2K_0^{NC}) + 9 \times OCR \frac{A^2}{B}} \right\}^{\frac{k}{\lambda}} \quad (21)$$

$$\text{其中, } A = \left[1 - K_0^{NC} - \frac{\alpha_{K_0} (1 + 2K_0^{NC})}{3} \right], B = (1 + 2K_0^{NC}).$$

$$[M^2(\phi', \theta) - \alpha_{K_0}^2].$$

土体单元处于渐进破损状态下有

$$q_{ds} = p'_{ds} M(\phi', \theta) \quad (22)$$

将式 (22) 代入式 (8) 有

$$p'_{ds} = \mu p'_{K_0, ds} \frac{M(\phi', \theta) + \alpha_{K_0}}{2M(\phi', \theta)} \quad (23)$$

联立式 (14) 和式 (23) 得:

$$\frac{\mu p'_{K_0, ds}}{p'_{ds}} = \left(\frac{\mu p'_{K_0, ds}}{p'_u} \right)^{\frac{\lambda}{k}} = \frac{2M(\phi', \theta)}{M(\phi', \theta) + \alpha_{K_0}} \quad (24)$$

进而有

$$\mu p'_{K_0, ds} = p'_u \left[\frac{2M(\phi', \theta)}{M(\phi', \theta) + \alpha_{K_0}} \right]^{\frac{k}{\lambda}} \quad (25)$$

利用上述推导得到的一系列关系式 (13)、式 (21)~(23) 和式 (25), 最终可以得到式 (26)。利用下列参数: $\lambda = 0.079$, $\kappa = 0.018$, $OCR = 1$, $M_0 = 1.243$, $M_1 = 1.143$, $K_0^{oc} = 0.5$ 及 $K_0^{NC} = 0.5$, 可以得出 S_u / σ'_z 和各向异性参数 α_{K_0} , 破损比 D 及与应力路径相关的 Lode 角 θ 的关系如图 2 和图 3 所示。

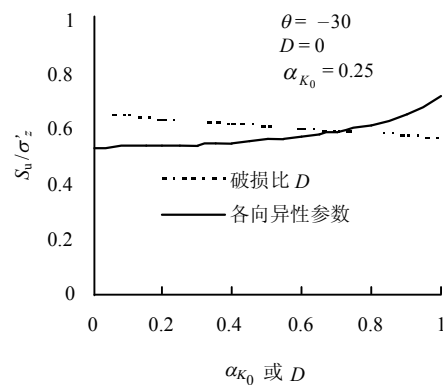


图 2 归一化不排水强度与各向异性参数或破损比的关系

Fig.2 Relationships of the normalized undrained strength vs. the anisotropic parameter or destructuration ratio

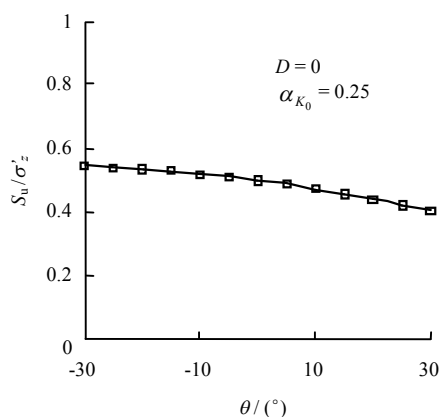


图3 归一化不排水强度与Lode角 θ 的关系

Fig. 3 Relationship of the normalized undrained strength vs. the Lode's angle θ

由图2和图3可以看出,天然土体渐进破损的归一化不排水抗剪强度 S_u / σ'_z 随着各向异性参数 α_{K_0} 的增大而增大,随着破损比 D 和Lode角 θ 的增大而减小,而

$$S_u = \sqrt{3}q_{ds} \cos \theta = \frac{\sqrt{3}p'_u \cos \theta [M(\phi', \theta) + \alpha_{K_0}]}{2} \left[\frac{2M(\phi', \theta)}{M(\phi', \theta) + \alpha_{K_0}} \right]^{\frac{k}{\lambda}} = \frac{\sqrt{3}\mu(OCR)\sigma'_{vi} \cos \theta [M(\phi', \theta) + \alpha_{K_0}]}{2} \left\{ \frac{1+2K_0^{NC}}{3} + \frac{3A^2}{B} \right\} \left\{ \frac{\frac{2(1+2K_0^{oc})M(\phi', \theta)}{3M(\phi', \theta) + 3\alpha_{K_0}}}{OCR \frac{1+2K_0^{NC}}{3} + 3 \times (OCR) \frac{A^2}{B}} \right\}^{\frac{k}{\lambda}} \quad (26)$$

4 结 语

本文给出了天然结构性土体的黏弹塑性模型并推导出渐进破损的归一化不排水强度的解析表达式。研究发现,天然土体渐进破损的归一化不排水强度随着各向异性参数 α_{K_0} 的增大而增大,随着破

损比 D 和Lode角 θ 的增大而减小。另外,还有其它一些因素和研究结果限于篇幅没有给出,这些与强度相关的特点在岩土工程极限状态设计中应该认真加以对待。

参 考 文 献

- [1] Bjerrum L. Problems of soil mechanics and construction of soft clays and structurally unstable soils[A]. **Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**[C]. Moscow: [s.n.], 1973. 111—159.
- [2] Wood D W. Soil Behavior and Critical State Soil Mechanics[M]. England: Cambridge University Press, 1990.
- [3] Wroth C P. The interpretation of in situ soil tests (24th Rankine Lecture)[J]. **Geotechnique**, 1984, 34(4): 449—489.
- [4] Zhou C. Development of a new three-dimensional anisotropic elastic visco-plastic model for natural soft soils and applications in deformation analysis[D]. Hong Kong: The Hong Kong Polytechnic University, 2004.
- [5] Saihi F, Leroueil S, La Rochelle P, French I. Behaviour of the stiff and sensitive Saint-Jean-Vianney clay in intact, destructured, and remoulded conditions[J]. **Canadian Geotechnical Journal**, 2002, 39: 1 075—1 087.
- [6] Dafalias Y F. Anisotropic critical state clay plasticity model[A]. **Proceedings of the 2nd International Conference on Constitutive Laws for Engineering Materials**[C]. [s.l.]: [s.n.], 1987. 513—521.
- [7] Wheeler S J, Näätänen A, Karstunen M, et al. An anisotropic elastoplastic model for soft clays[J]. **Canadian Geotechnical Journal**, 2003, 40(2): 403—418.
- [8] Potts D M, Zdravkovic L. Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering: Theory[M]. London: Thomas Telford, 1999.

《岩土力学》被评为第五届湖北省优秀期刊

湖北省新闻出版局为肯定期刊发展取得的成绩,发挥优秀期刊的示范作用,引进激励竞争机制,2005年从湖北省400种期刊中评选出100种期刊为第五届湖北省优秀期刊,《岩土力学》被评为自然科学类优秀期刊。