

基于统一硬化参量的海洋 K_0 固结土动力本构模型

吴有平^{1,2}, 伏亮明¹, 胡达³, 张靖¹, 黎永索³

(1. 中国电建集团中南勘测设计研究院有限公司, 湖南长沙, 410014; 2. 武汉大学土木建筑工程学院, 湖北武汉 430072; 3. 湖南城市学院土木工程学院, 湖南益阳 413000)

摘要: 为方便海洋工程中桩土相互作用计算, 根据海洋 K_0 固结土体特性, 对现有相关土体本构模型进行简化。在修正剑桥模型的基础上, 基于热力学理论, 选用耗散功作为硬化参量, 结合原状土体的固结属性, 推导了适用于黏土与砂土的统一硬化模型。在此基础上, 通过采用旋转硬化与等向硬化相结合的硬化理论来表征 K_0 固结土在循环荷载作用下的硬化规律, 同时引入屈服面收缩参数 Θ 来描述循环荷载加载过程中土体屈服面的演化特性, 进而建立了循环荷载下海洋 K_0 固结土体统一硬化模型。为验证本文提出的本构模型的合理性, 开展了2个案例的对比研究, 研究结果表明: 新提出的统一硬化模型的计算值与实测值吻合, 选用的计算参数少且物理意义明确。

关键词: 循环荷载; 海洋 K_0 固结土; 统一硬化模型; 耗散功

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1672-643X(2021)01-0213-07

Dynamic constitutive model of marine K_0 consolidated soil based on unified hardening parameters

WU Youping^{1,2}, FU Liangming¹, HU Da³, ZHANG Jing¹, LI Yongsuo³

(1. PowerChina Zhongnan Engineering Corporation Limited, Changsha 410014, China; 2. School of Civil Engineering, Wuhan University, Wuhan 430072, China; 3. College of Civil Engineering, Hunan City University, Yiyang 413000, China)

Abstract: In order to facilitate the calculation of pile – soil interaction in marine engineering, the existing soil constitutive model is simplified taking into consideration the characteristics of marine K_0 consolidated soil. On the basis of the modified Cam – Clay model and thermodynamics theory, a unified hardening model for clay and sand is derived combined with the consolidation property of undisturbed soil, using the dissipative work as the hardening parameter. Based on the derived model, the hardening law of K_0 consolidated soil under cyclic load is achieved by combining rotation hardening with isotropic hardening. And the shrinkage parameter Θ of yield surface is introduced to describe the evolution of soil yield surface under cyclic load, and then a unified hardening model of marine K_0 consolidated soil under cyclic load is established. A comparative study of two cases is carried out to verify the proposed constitutive model. The results show that the calculated value of the new unified hardening model is in agreement with the measured value, and the new model adopts fewer calculation parameters with clear physical significance.

Key words: cyclic load; marine K_0 consolidated soil; unified hardening model; dissipative work

1 研究背景

循环荷载下土体本构模型主要可分为4类:

(1) 经验模型, 为计算与使用方便, 此类模型是根据室内试验或现场试验的结果对其进行分析与拟合而成。如 Yasuhara 等^[1]建立的半对数软化公式、Chai

等^[2]考虑初始静偏应力模型。(2) 修正静力模型, 主要是以单调加载条件下建立的模型为基础, 引入与动力特性相关的因子进行修正, 获得与动力条件下相似的结果。如 Carter 等^[3]允许屈服面卸载时收缩(引入收缩参数), Hosseinali 等^[4]通过试验获得循环荷载与单调荷载下模型之间的换算关系。(3)

收稿日期: 2020-03-02; 修回日期: 2020-07-03

基金项目: 国家自然科学基金项目(51678226); 湖南省自然科学基金项目(2019JJ50030)

作者简介: 吴有平(1979-), 男, 湖南邵阳人, 博士, 工程师, 研究方向: 海洋岩土工程。

通讯作者: 胡达(1984-), 男, 湖南浏阳人, 博士, 副教授, 研究方向: 岩土工程防灾减灾。

多面模型,模型由初始屈服面、边界面及加载面(套叠面)构成,而加载面上的塑性模量随应力点的移动而变化。如 Saberi 等^[5]考虑砂土的松散程度、Xiong 等^[6]考虑饱和度等因素建立的模型。(4)基于能量守恒、热力学等理论获得的本构模型,如 Collins 等^[7]、Touichi 等^[8]、Zhang^[9]基于热动力学构建的本构模型。在这些模型中,多面模型因概念清晰而广泛应用。

为获得同时适用于黏土与砂土的土体本构模型,不少学者对此进行研究,并取得一定进展。Lade 等^[10-11]通过修改砂土弹塑性模型的屈服面函数,建立了适用于黏性土和砂性土的统一单屈服面模型。此后,Crouch 等^[12]建立了适用于黏土、粉土和砂土的统一三维边界面塑性模型。这些研究成果标志着土体本构模型研究进入统一模型的新时代。Yao 等^[13]在广义非线性强度理论的基础上,结合 Lade 与 SMP 强度准则提出了适用于黏性土与砂性土的统一硬化模型。Halabian 等^[14]建立了适用于黏土与砂土的统一黏弹性模型。近年来,统一模型的适用土体得以进一步拓展,如应用于饱和结构性黏土、非饱和土、改良土等本构模型^[15-17]。

总体来说,采用上述模型的计算值与实测值较为吻合,但模型所需土工参数较多,多参数耦合下的偏差反而会降低计算精度。因而参数少、精度高、实用性强的岩土本构模型已成为广大基础工程设计人员的迫切需求。随着海上风电的迅猛发展以及桩径的增大,海上风电大直径单桩基础被广泛使用,适用于风电基础桩土相互作用的简单本构模型更为设计者所期待。为此,在前人研究成果的基础上,首先选用耗散功作为硬化参量,并引入系数 α 对耗散功计算进行简化,推导适用于黏土与砂土的统一硬化模型;其次,在统一硬化模型基础上,进一步分析循环荷载下的加卸载路径,研究循环破坏次数的确定方法,推导孔隙水压力和硬化参数的计算方程;最后,总结循环荷载下海洋 K_0 固结土体统一硬化模型的计算流程,并进行了例证。

2 单调荷载下统一硬化模型的建立

对于正常固结的黏性土,硬化参量一般采用塑性体应变 ε_v^p 表示。Nakai^[18]通过开展砂土三轴压缩与拉伸试验研究发现,砂土塑性体应变与应力路径呈正相关,而塑性功与应力路径无关,并提出采用塑性功作为砂性土体的硬化参量。Collins 等^[19]将热力学理论引入弹塑性模型中来描述无黏性土的力学

行为,避免了以耗散与可恢复区分塑性功和弹性功的假设。Collins 等^[19]推导的塑性功计算式为:

$$\delta W^p = p' de_v^p + q de_d^p \\ = \frac{1}{2} p'_c de_v^p + \frac{1}{2} p'_c \sqrt{(de_v^p)^2 + M^2 (de_d^p)^2} \quad (1)$$

式中: δW^p 为塑性功增量, kJ; p' 、 q 分别为有效平均主应力和广义剪应力; de_d^p 、 de_v^p 分别为采用 Hencky 应变测量法得到的塑性剪应变和塑性体应变增量; M 为临界状态线(CSL)斜率; p'_c 为前期固结压力, kPa; $\frac{1}{2} p'_c \sqrt{(de_v^p)^2 + M^2 (de_d^p)^2}$ 为耗散功增量, kJ。

耗散应力空间原点为椭圆中心,因而真实应力与耗散应力二者相差一个迁移力,即 $\rho' = p'_r - \pi'$, ρ' 为迁移应力, kPa; π' 为耗散应力, kPa, 如图 1 所示。图 1 中 CSL 为临界状态线。在修正剑桥模型中,该迁移应力大小为 $p'_c/2$ 。

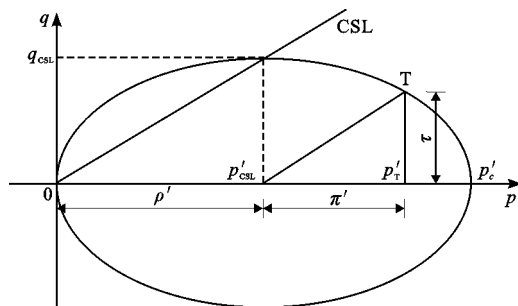


图 1 $p'-q$ 应力空间中真实应力与耗散应力的关系^[19]

参考文献[19]提出的耗散函数形式,对于 K_0 固结土体的耗散功可表示为:

$$\delta \Phi = \sqrt{A^2 (de_v^p + \tan \theta_n de_d^p)^2 + B^2 (de_d^p)^2} \quad (2)$$

式中: $\delta \Phi$ 为耗散功增量, kJ; θ_n 为正常固结线(NCL)的倾角; A 、 B 分别为等向压缩与剪切时描述耗散的无量纲函数; $\tan \theta_n = \eta_{K_0}$, $\eta_{K_0} = 3(1 - K_0)/(2K_0 + 1)$, η_{K_0} 为 NCL 的斜率; K_0 为静止土压力系数,如图 2 所示。图 2 中,DFL 为破坏状态线, NCL 为正常固结线; ρ' 、 ζ 分别为迁移应力在 p' 、 q 方向上的分量。

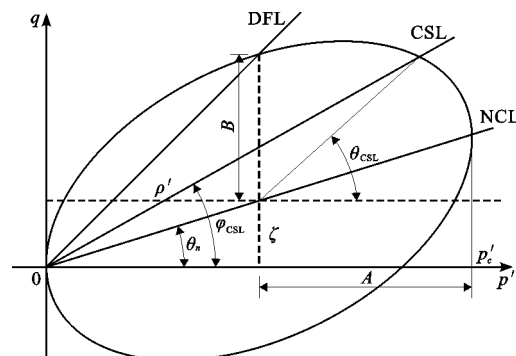


图 2 K_0 固结土真实应力空间屈服轨迹

由图 2 可得屈服面函数表达式为:

$$\frac{(p' - p'_c/2)^2}{A^2} + \frac{(q - p' \tan \theta_n)^2}{B^2} = 1 \quad (3)$$

假设屈服轨迹与正常固结线相交于 $(p'_{\text{CSL}}, q_{\text{CSL}})$, 因此 $p'_{\text{CSL}}, q_{\text{CSL}}$ 满足公式(3)。又 $M = \tan \varphi_{\text{CSL}}$, $A = p'_c/2$, 可得:

$$M = \sqrt{\tan^2 \theta_n + \frac{B^2}{A^2}} \quad (4)$$

$$B = \frac{p'_c}{2} \sqrt{M^2 - \tan^2 \theta_n} \quad (5)$$

代入公式(3), 可获得屈服面函数为:

$$\frac{(p' - p'_c/2)^2}{(p'_c/2)^2} + \frac{(q - p' \tan \theta_n)^2}{(\frac{p'_c}{2} \sqrt{M^2 - \tan^2 \theta_n})^2} = 1 \quad (6)$$

试验数据表明, 无论是采用等向塑性体变硬化的修正剑桥模型, 还是采用不等向塑性体变的硬化关口 - 太田模型, 由模型计算获得的体应变值与试验值都存在一定的差异; 为此, 孙德安等^[20] 在考虑初始应力各向异性的基础上, 提出了介于二者之间的修正。借鉴该思路对屈服面的椭圆长轴倾角引入系数 β 进行修正, 此时倾角值为 $\tan \theta_\beta = \beta \tan \theta_n$ 。为延续前述公式, 后续公式中不区分 $\tan \theta_n$ 与 $\tan \theta_\beta$, 计算时直接采用 $\tan \theta_\beta$ 替代 $\tan \theta_n$ 。

本研究采用耗散功 W^p 作为硬化参量, 结合公式(2)和(6), 耗散功可表示为:

$$W^p = \int \delta \Phi = \int \frac{1}{2} p'_c \cdot \sqrt{(\mathrm{d}\varepsilon_v^p + \tan \theta_n \mathrm{d}\varepsilon_d^p)^2 + (M^2 - \tan^2 \theta_n)(\mathrm{d}\varepsilon_d^p)^2} \quad (7)$$

式中: $\mathrm{d}\varepsilon_v^p, \mathrm{d}\varepsilon_d^p$ 分别为体塑性应变增量与剪应变塑性应变增量。

对于 K_0 固结土体的屈服面函数可表示为:

$$f = \frac{M^2 p'^2 - 2p'q \tan \theta_n + q^2}{(M^2 - \tan^2 \theta_n) p'} + p'_0 F(W^p) \quad (8)$$

式中: f 为屈服面函数, $f(\sigma_{ij}, H) = 0$; p'_0 为初始有效压力, kPa; $p'_0 F(W^p)$ 为 p'_c 的函数。

对公式(8)两边微分, 可得:

$$\mathrm{d}f = \frac{\partial f}{\partial p'} \mathrm{d}p' + \frac{\partial f}{\partial q} \mathrm{d}q + p'_0 F' \mathrm{d}W^p \quad (9)$$

式中: F' 为 $F(W^p)$ 函数对 W^p 的导数。

加工硬化规律可以采用下式来描述:

$$\mathrm{d}A = \frac{1}{h} \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \mathrm{d}\sigma_{ij} = - \frac{1}{h} \frac{\partial f}{\partial H} \mathrm{d}H \quad (10)$$

式中: $\mathrm{d}A$ 为塑性变增量系数; σ_{ij} 为应力张量; h 为硬化参数的函数; H 为硬化参量, 采用公式(11) 计

算。即:

$$H = W^p = \alpha \int \sigma_{ij} \mathrm{d}\varepsilon_{ij}^p \quad (11)$$

式中: α 为计算耗散功时的调整系数; $\mathrm{d}\varepsilon_{ij}^p$ 为塑性应变张量。

经推导, 可得:

$$h = - \frac{\partial f}{\partial W^p} \alpha \sigma_{ij} \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \quad (12)$$

式中: g 为塑性势函数。

通过三轴试验获得应力和应变值, 通过计算绘制出 $f - W^p$ 关系图。采用不同围压 σ_3 进行试验, 可以获得一组曲线, 然后将曲线规格化, 可得 $f = F(W^p)$ 函数, 参见文献[21]。本文经过分析计算选用 $a(W^p)^b$ 的形式来表示 $F(W^p)$, 其中 a, b 为曲线拟合获得的系数。

3 循环荷载下统一硬化模型的建立

海底土体自然形成过程中主要为 K_0 固结, 循环荷载作用时需要考虑土体屈服面的改变。采用旋转硬化和等向硬化相结合的硬化理论来表征 K_0 固结土在循环荷载作用下的硬化规律, 同时引入屈服面收缩参数 Θ 来描述循环荷载加载过程中土体屈服面的演化特性。等向硬化主要为在循环荷载作用下, 土体屈服面往内移动缩小、累积应变值增加, 当应变值达到某一值时土体破坏, 即抵达内屈服面。屈服面内缩的幅度与动应力幅值、循环次数及土体性质有关。基于旋转屈服面向等向屈服面靠拢的特性, 假设在循环荷载作用下旋转屈服面椭圆长轴逐渐向等向屈服面椭圆长轴靠拢, 即屈服面随加载次数的增加, 其椭圆倾斜长轴逐渐向水平方向旋转, 在屈服面抵达内屈服面时, 此时椭圆长轴处于水平位置。屈服面的中心及椭圆长轴随加载次数而变化。

设屈服面的上点坐标为 (p', q) , 与 p' 轴的交点为 $(p'_c, p'_c \tan \theta_n)$, 则有:

$$\frac{p'}{p'_c} = \frac{p'^2 (M^2 - \tan^2 \theta_n)}{M^2 p'^2 - 2p'q \tan \theta_n + q^2} \quad (13)$$

对公式(13)微分, 可得:

$$\frac{\mathrm{d}p'}{p'} - \frac{\mathrm{d}p'_c}{p'_c} + \frac{-2 \tan \theta_n + 2\eta}{M^2 - 2\eta \tan \theta_n + \eta^2} \mathrm{d}\eta = 0 \quad (14)$$

式中: η 为应力比, $\eta = \frac{q}{p'}$ 。

由压缩和回弹曲线 $e - \ln p'$ 可推算出:

$$\mathrm{d}\varepsilon_v^e = \frac{\kappa}{1 + e_0} \frac{\mathrm{d}p'}{p'} \quad (15)$$

$$d\varepsilon_v^p = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \frac{dp'}{p'} \quad (16)$$

式中: $d\varepsilon_v^p$ 为弹性体应变; λ 、 κ 分别为各向等压固结参数与回弹参数; e_0 为初始孔隙比。

由热力学理论推导的 $d\varepsilon_v^p$ 过于复杂, 此次采用公式(16) 进行计算, 因 $d\varepsilon_v^p$ 产生的误差在衰减指数 Θ 中予以调整。在不排水剪切试验中, 体应变为零, 由公式(14) 与(15)、(16) 可得:

$$\frac{1}{p'} = (M^2 - 2\eta \tan \theta_n + \eta^2)^{\frac{\lambda - \kappa}{\lambda}} + C \quad (17)$$

式中: C 为积分常数。

3.1 屈服应力的确定

假设第 1 次加载过程中, 屈服面未变化, 孔隙水压力增大, 有效应力减小。后续加载过程中, 土体初始为弹性加载, 加载至某一屈服面时, 继续加载则进入屈服阶段。如图 3 循环加载应力路径所示, 第 1 次加载, 由初始点 A' 沿 $A'A$ 移动到 A 点, 屈服面未变, 然后卸载, 沿 AA'' 至 A'' 点为弹性阶段; 再次加载时, 由 A'' 点加载至 B' 点为弹性阶段, 然后沿 $B'B$ 移动到 B 点为塑性阶段。

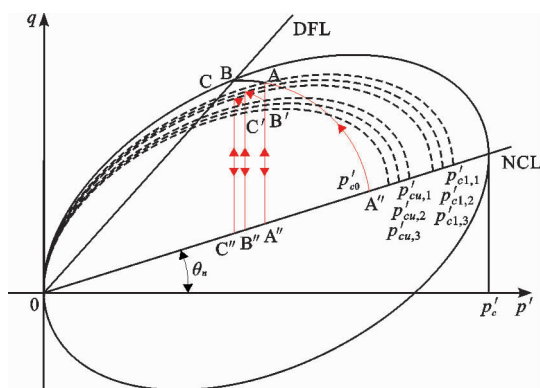


图3 循环加载应力路径

图 3 中的屈服轨迹可以用公式(6) 函数式表示, 由公式(6) 可得第 1 次加载后的屈服应力 $p'_{cl,1}$ 表达式为:

$$p'_{cl,1} = \frac{M^2 p_A'^2 - 2p_A' q_A \tan \theta_n + q_A^2}{p_A' (M^2 - \tan^2 \theta_n)} \quad (18)$$

式中: $p'_{cl,1}$ 为第 1 次加载后的屈服应力, kPa; p_A' 、 q_A 分别为 A 点处有效平均主应力与广义剪应力, kPa。

由于第 1 次加载过程中假设屈服面未变, 因而可以认为土体的不排水剪切强度未变, 不排水剪切强度 c_u 可以采用公式(19) [3] 表示:

$$c_u = \frac{M}{4} p'_{cl,1} \left(\frac{2p_A'}{p'_{cl,1}} \right)^{\kappa/\lambda} \quad (19)$$

因土体 A 点处和 A' 点处在同一屈服面上, 由公

式(17) 可得 A 点处的有效应力式为:

$$\frac{p_A'}{p_{A'}} = \left(\frac{M^2 - 2 \tan \theta_n q_A / p_A' + q_A^2 / p_A'^2}{M^2 - 2 \tan \theta_n q_A / 2p_A' + q_A^2 / p_A'^2} \right)^{\frac{\lambda - \kappa}{\lambda}} \quad (20)$$

在随后的卸载阶段, 应力路径从 A 点到 A'' 点, 有效应力不变化。 $p'_{y,1}$ 表示对应点 A'' 点加载参数, 则卸载后对应的屈服面用 $p'_{cu,1}$ 表示为:

$$p'_{cu,1} = p'_{cl,1} \left(\frac{p'_{y,1}}{p'_{cl,1}} \right)^{\Theta} \quad (21)$$

式中: $p'_{y,1}$ 为第 1 次卸载时对应的有效主应力值; $p'_{cu,1}$ 为第 1 次卸载后再加载时对应的屈服面; Θ 表示循环荷载下屈服面收缩参数, 可以用公式(22) 计算, 一般为了简化计算取 $\xi_1 = 0$ 。

$$\Theta = \frac{1}{\xi_1 N + \xi_2} \quad (22)$$

第 2 次循环加载时, 应力路径从 A'' 点到 B 点, 屈服应力 q_{yB} 为:

$$q_{yB} = p'_{yB} \tan \theta_n + \sqrt{(M^2 - \tan^2 \theta_n) p'_{yB} (p'_{cu,1} - p'_{yB})} \quad (23)$$

式中: $p'_{yB} = p'_{y,1}$ 。

从 B' 点到 B 点的塑性阶段, 加载的计算参考公式(18)、(20)、(21)。

3.2 循环破坏次数 N_f 的确定

一般而言, 循环破坏次数与屈服面收缩参数 Θ 与循环荷载水平 q_c 有关, 参数 Θ 与循环次数 N 及土体特性等有关, 可以通过试验获得。具体过程为, 在一定的围压下, 选定不同的循环荷载水平 (至少为 3 个), 加载至循环破坏 (如应变大于 3%), 记下此时的循环破坏次数, 将其绘制于 $q_c / (2c_{u0})$ 与 N_f 关系图中, 如图 4 所示。然后假设 Θ 为某一数值, 代入公式(21)、(23) 等, 获得应变值, 与实际测试结果进行对比分析, 再根据结果调整 Θ 值重复前述计算, 直至与实测值吻合。在 Θ 与 q_c 确定后, N_f 可查图获得。

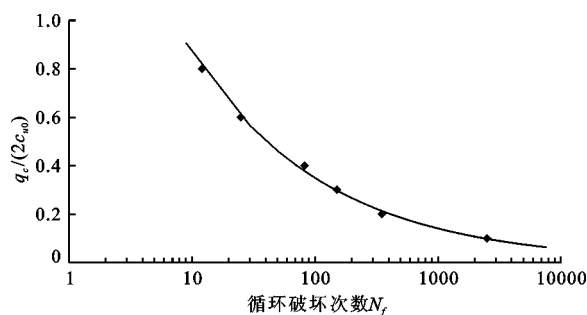


图4 循环破坏次数与循环荷载关系

3.3 旋转硬化参数

土体在 K_0 固结时, 存在结构性, 故有初始角 θ_0 ,

随着循环荷载的作用,土体结构性逐渐被破坏,直至在达到 N_f 时,结构完全破坏,土体为各向同性体。假设旋转硬化在初始时是 θ_0 ,在经过 N_f 次循环荷载作用后, $\theta_{N_f} = 0$,每次旋转的角度 ($\Delta\theta$) 相同,即 $\Delta\theta = \theta_0/N_f$ 。第 n 次循环的角度可以按公式(24) 计算。

$$\theta_n = \theta_0 - n \frac{\theta_0}{N_f}$$

(24)

将式(24) 代入上节公式中:重新进行参数 Θ 计算,作为最后的 Θ 值,建议在实际试验时考虑频率 F 的影响。

3.4 孔隙水压力计算

波浪及洋流等荷载使土体受压变形,此时孔隙水受土体结构及上部荷载的作用,由于单次荷载作用历时短,孔隙水来不及消散,因而可将其视为不排水过程。第 1 次加载过程前,土体的前期固结压力为 p'_c ,孔隙水压力为 u_0 ,所承受总压力为 $p = p'_c + u_0$ 。在循环荷载作用下不排水固结时,孔隙水压力 u 为:

$$u = p - p'$$

(25)

4 计算流程

计算流程图如图 5 所示。

主要计算过程如下:

(1) 通过基本土工试验与三轴试验,计算修正剑桥模型参数 M 、 λ 、 κ 以及 θ_0 、 Θ 值;初始应力 p'_0 、 q 值,循环应力值 q_c ;

(2) 将初始状态值 p'_0 、 q 、 q_c 代入公式(20) 计算第 1 次循环加载到 q_c 的 $p'_{y,1}$ 值;计算第 1 循环加载后的 $p'_{cl,1}$ 值;

(3) 由公式(21) 求得第 1 次卸载后,第 2 次加载屈服时的对应的 $p'_{cu,1}$ 值;根据公式(23) 计算 $p'_{y,1}$ 对应的屈服时的 $q_{y,1}$ 值;将荷载进行分级,计算第 1 次循环过程中的 $d\varepsilon_d^p$ 值;

(4) 根据 $d\varepsilon_d^p$ 值与 $d\varepsilon_{ij}^p = -\frac{1}{h} \frac{\partial f}{\partial W^p} dW^p \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}}$ 计算结果进行比较,调整 Θ 值(后续循环不调整),计算新的 $p'_{cu,1}$ 值,使新的屈服面加载过程中的 $d\varepsilon_d^p$ 与公式计算值相等;重新计算第 1 次循环过程中的 ε_v^e 、 ε_v^p 、 ε_d^e 、 ε_d^p 、 ε_v 、 ε_d 、 c_u 、 u 等值;

(5) 当 q 继续增加,将 $p'_{y,1}$ 、 $q_{y,1}$ 、 q_c 代入公式(20)

计算第 2 次循环加载到 q_c 的 $p'_{y,2}$ 值和 $p'_{cl,2}$ 值;由公式(21) 求得第 2 次卸载后,第 3 次加载屈服时的对应的 $p'_{cu,2}$ 值;根据公式(23) 计算 $p'_{y,2}$ 对应的屈服时的 $q_{y,2}$ 值;计算第 2 次循环过程中的 ε_v^e 、 ε_v^p 、 ε_d^e 、 ε_d^p 、 ε_v 、 ε_d 、 c_u 、 u 等值;

(6) 循环(5) 直到 N 达到循环破坏次数;

(7) 计算结果存储。

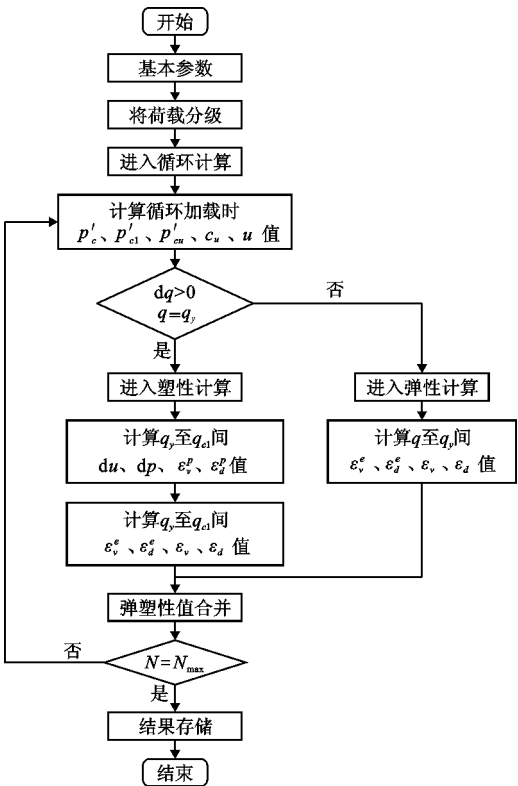


图 5 计算流程

5 例 证

为验证本研究提出的循环荷载下 K_0 固结土体动力本构模型的正确性,分别选取 2 个案例进行计算分析,具体验证情况如下。

5.1 Niigata 砂

案例 1 选取文献[22] 中的计算案例。Niigata 砂土样为人工冻结法取得的未扰动样,进行了双向循环加载、应力控制、不排水三轴试验。因无本文计算参数的文献资料,故选用了与 Niigata 砂位置相近的 Toyoura 砂的物理力学参数作为计算参数^[23],具体材料基本性质及计算参数见表 1。

表 1 案例 1 Niigata 砂的基本性质及计算参数

$Dr / \%$	λ	κ	M	$\theta_0 / (^\circ)$	α	β	a	b	Θ	e_0	p'_0 / kPa
78	0.05	0.0064	1.3	45	1.0	0.5	0.9	0.09	0.20	0.69	98.0
54	0.05	0.0064	1.3	45	1.0	0.5	0.9	0.09	0.35	0.77	78.4

不同相对密度试样的计算结果与试验结果比较如图 6 所示。

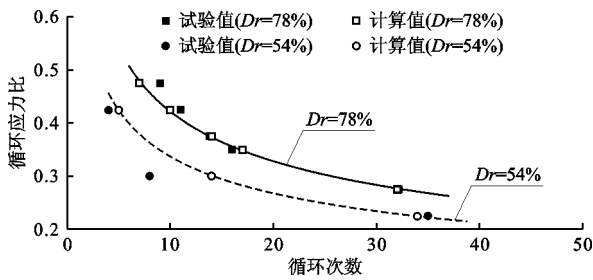


图 6 案例 1 不同相对密度试样的计算结果与试验结果比较

图 6 中实线和虚线分别表示相对密度 D_r 为 78% 和 54% 时的计算结果拟合曲线。根据 Yoshimi 等^[22]的试验结果,应变值超过 5% 以后的循环次数与破坏时的循环次数在低循环应力比时相差较小,在图 6 中试验值取应变为 5% 的循环次数,计算值取砂土破坏时(应变大于 5%)的循环次数。从图 6 可以看出:(1)在相对密度为 78% 时,本文计算结果

与文献[22]中计算结果吻合度较高,循环次数随循环应力比的减小而增大;(2)在相对密度为 54% 时,本文计算结果与文献[22]中计算结果基本吻合,循环次数同样随循环应力比的减小而增大;(3)根据曲线向前延伸的趋势分析,当循环应力比小于某一数值时,土体不再破坏,即存在临界循环应力比。因而,本文提出的循环荷载下 K_0 固结土统一硬化模型对于砂土的计算具有较高精度。

5.2 杭州萧山黏土

案例 2 选自文献[24]中的计算案例。黏土为杭州萧山原状土样,土样直径为 39.1 mm,高度为 80 mm。试样采用真空抽气饱和,然后等向固结 24 h。循环荷载为对称型正弦波荷载,频率为 1 Hz,试验过程中试样不排水。试验仪器为 HX-100 型气压伺服式多功能三轴仪,采用应力控制方式。修正剑桥模型参数参考张庆山等^[25]选取,计算参数见表 2。

表 2 案例 2 黏土性质及计算参数

λ	κ	M	θ_0	α	β	a	b	Θ	e_0
0.0801	0.0155	0.922	17.4	1	1	1	0.1	0.01	1.738

不同应力比的计算结果与试验结果比较见图 7。

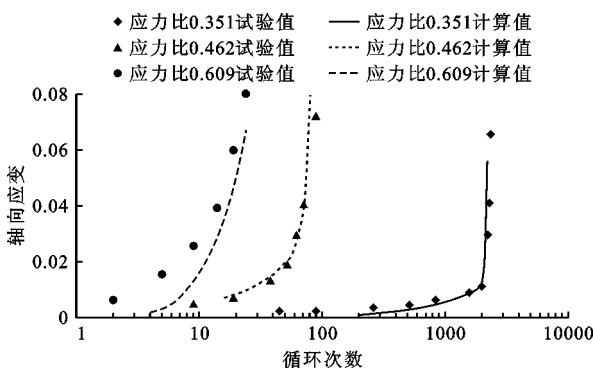


图 7 案例 2 不同应力比的计算结果与试验结果比较

从图 7 可以看出:(1)采用本文计算方法获得的循环次数与轴向应变的关系曲线与试验结果比较吻合,循环应力比值越小,两者吻合程度越高;(2)在同一循环应力比时,随循环次数的增加,应变计算值与试验值更为接近;(3)在 3 种循环应力比作用下,土体破坏时的循环次数计算值与试验值比较接近。本文提出的循环荷载下 K_0 固结土统一硬化模型同样适用于黏土计算,且计算所需参数仅为 10 个,少于文献[24]所需数目,试验参数可以通过基本土工试验和三轴试验获得。

综合上述 2 个案例对比结果可以认为,本研究提出的本构模型可以用于海洋 K_0 固结黏土与砂土在循环荷载工况的计算,且具有参数少的优势。

6 结 论

(1)基于剑桥本构模型,结合经典弹塑性理论和 Collins 的热力学理论,选用耗散功作为硬化参量,推导了适用于黏土和砂土的统一硬化模型。

(2)考虑在动荷载作用下,屈服面向内移动缩小,至一定应变时土体屈服破坏,同时通过将循环荷载对天然固结土的扰动视为主应力轴的旋转,引入屈服面收缩参数 Θ ,提出了循环荷载下海洋 K_0 固结土的统一硬化动力本构模型。

(3)通过两个案例的计算分析,验证了本文研究提出的统一硬化参量动力本构模型的可行性,该动力本构模型具有较高精度,计算土工参数少、容易获取且物理意义明确。

参考文献:

[1] YASUHARA K, HYDE A F L, TOYOTA N, et al. Cyclic stiffness of plastic silt with an initial drained shear stress [C]// Proceedings of the Geotechnique Symposium in Print

- on Prefailure Deformation Behavior of Geomaterials. London: Thomas Telford Ltd, 1998.
- [2] CHAI Jinchun, MIURA N. Traffic-load-induced permanent deformation of road on soft subsoil[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2002, 128(11): 907–916.
- [3] CARTER J P, BOOKER J R, WROTH C P. A critical state soil model for cyclic loading[C]//Soil Mechanics – Transient and Cyclic Loading. Chichester: John Wiley & Sons, 1982.
- [4] HOSSEINALI M, TOUFIGH V. A plasticity-based constitutive model for the behavior of soil-structure interfaces under cyclic loading[J]. Transportation Geotechnics, 2018, 14:41–51.
- [5] SABERI M, ANNAN C D, KONRAD J M, et al. A critical state two-surface plasticity model for gravelly soil – structure interfaces under monotonic and cyclic loading[J]. Computers and Geotechnics, 2016, 80:71–82.
- [6] XIONG Yonglin, YE Guanlin, XIE Yi, et al. A unified constitutive model for unsaturated soil under monotonic and cyclic loading[J]. Acta Geotechnica, 2019, 14(2):313–328.
- [7] COLLINS I F, HOULSBY G T. Application of thermomechanical principles to the modelling of geotechnical materials[J]. Proceedings of the Royal Society A:Mathematical, Physical and Engineering Sciences, 1997, 453:1975–2001.
- [8] TOURCHI S, HAMIDI A. Thermo-mechanical constitutive modeling of unsaturated clays based on the critical state concepts[J]. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 2015, 7(2):193–198.
- [9] ZHANG Zhichao. A thermodynamics-based theory for the thermo-poro-mechanical modeling of saturated clay[J]. International Journal of Plasticity, 2017, 92:164–185.
- [10] LADE P V. Elasto – plastic stress – strain theory for cohesionless soil with curved yield surfaces[J]. International Journal of Solids and Structures, 1977, 13(11):1019–1035.
- [11] LADE P V, MUSANTE H M. Three-dimensional behavior of remolded clay[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 1978, 104(2):193–209.
- [12] CROUCH R S, WOLF J P. Unified 3D critical state bounding – surface plasticity model for soils incorporating continuous plastic loading under cyclic paths. Part I: Constitutive relations[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1994, 18(11):735–758.
- [13] YAO Yangping, MATSUOKA H, SUN Dean. A unified elastoplastic model for clay and sand with the SMP criterion [C]//Proceedings 8th Australia New Zealand Conference on Geomechanics: Consolidating Knowledge. Barton, ACT: Australian Geomechanics Society, 1999.
- [14] HALABIAN A M, MALEKI M, HASHEMOLHOSSEINI S H. A unified elasto-plastic constitutive model for sandy and clayey soils accounting for at-rest condition[J]. International Journal of Geotechnical Engineering, 2019, 11:1–19.
- [15] LUO Ting, CHEN Dong, YAO Yangping, et al. An advanced UH model for unsaturated soils[J]. Acta Geotechnica, 2020, 15(3):145–164.
- [16] 万 征, 秋仁东, 宋琛琛. 基于统一硬化参量的原状饱和黏土的结构本构模型[J]. 岩石力学与工程学报, 2019, 38(9):1905–1918.
- [17] 孙 凯, 陈正林, 路德春. 一种考虑黏聚强度的改良土弹塑性本构模型[J]. 岩土力学, 2018, 39(5):1589–1597.
- [18] NAKAI T. An isotropic hardening elastoplastic model for sand considering the stress path dependency in three-dimensional stresses[J]. Soils and Foundations, 1989, 29(1):119–137.
- [19] COLLINS I F, HILDER T. A theoretical framework for constructing elastic/plastic constitutive models of triaxial tests[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2002, 26(13):1313–1347.
- [20] 孙德安, 姚仰平, 殷宗泽. 初始应力各向异性土的弹塑性模型[J]. 岩土力学, 2000, 21(3):222–226.
- [21] 黄文熙. 土的弹塑性应力 – 应变模型理论[J]. 岩土力学, 1979(1):1–20.
- [22] YOSHIMI Y, TOKIMATSU K, HOSAKA Y. Evaluation of liquefaction resistance of clean sands based on high-quality undisturbed samples[J]. Soils and Foundations, 1989, 29(1):93–104.
- [23] ZHANG Feng, JIN Y, YE Bin. A try to give a unified description of Toyoura sand[J]. Soils and Foundations, 2010, 50(5):679–693.
- [24] 陈颖平, 黄 博, 陈云敏. 循环荷载作用下结构性软粘土的变形和强度特性[J]. 岩土工程学报, 2005, 27(9):1065–1071.
- [25] 张庆山, 胡敏云, 王志萍, 等. 杭州软粘土修正剑桥模型参数的分析[C]//中国土木工程学会. 土工测试新技术——第 25 届全国土工测试学术研讨会论文集. 杭州:浙江大学出版社, 2008.